



# Barrage du Drennec

Étude de dangers

Le présent rapport constitue la version n°2 de l'étude de dangers 2013 du barrage du Drennec.

La version initiale de l'étude de danger 2013 est référencée 12NMO064 datée de décembre 2013. Elle a été soumise au service de contrôle des ouvrages hydrauliques (SCOH) en mars 2014 par le Syndicat de bassin de l'Elorn.

Le SCOH a transmis un courrier de réponse au Syndicat le 18/12/2015, formulant ses observations et les compléments à apporter à l'étude de danger avant le 30 juin 2016, et les compléments et observations à prendre en compte lors de la prochaine étude de danger, dont l'échéance est fixée à 2026 dans le même courrier.

Le présent rapport prend donc en compte les demandes du service instructeur à traiter avant le 30 juin 2016.

---

## RESUME

---

Le barrage du Drennec est situé sur l'Elorn à 5 km environ à l'Est en amont du centre-ville de Sizun et à 50 km environ à l'Est de Brest

Le barrage du Drennec est un **barrage de classe A**, au sens du décret du 11 décembre 2007, relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques. Ce décret fixe les obligations faites aux propriétaires et aux exploitants de barrages et de digues relatives à la sécurité des ouvrages. Parmi ces obligations, les barrages de classe A doivent faire l'objet d'une étude de dangers.

Le propriétaire du barrage est le Syndicat du bassin de l'Elorn. L'exploitation du barrage est assurée par les services techniques du Syndicat.

Le barrage du Drennec est un barrage en remblai à noyau central de hauteur 25 m, équipé d'une paroi d'étanchéité au coulis. L'étanchéité en fondation est assurée par une clé d'étanchéité et un voile d'injections.

Les ouvrages d'évacuation des crues et de vidange sont regroupés en un ouvrage unique en béton armé qui traverse le corps du barrage de l'amont vers l'aval.

L'évacuateur de crues est un déversoir circulaire de type tour tulipe de 8,6 m de diamètre en crête du seuil, arasé à la cote 155 mNGF. Il peut transiter un débit de 80 m<sup>3</sup>/s sous une charge de 1,4 m d'eau.

Une galerie permet de faire transiter les débits de crue et les débits de vidange à travers le barrage. Sa section est de 5 m en largeur et de 6,5 m en hauteur. Elle est divisée en 3 parties : deux sections inférieures servant à l'écoulement des débits et une partie supérieure supportant la conduite de prise d'eau.

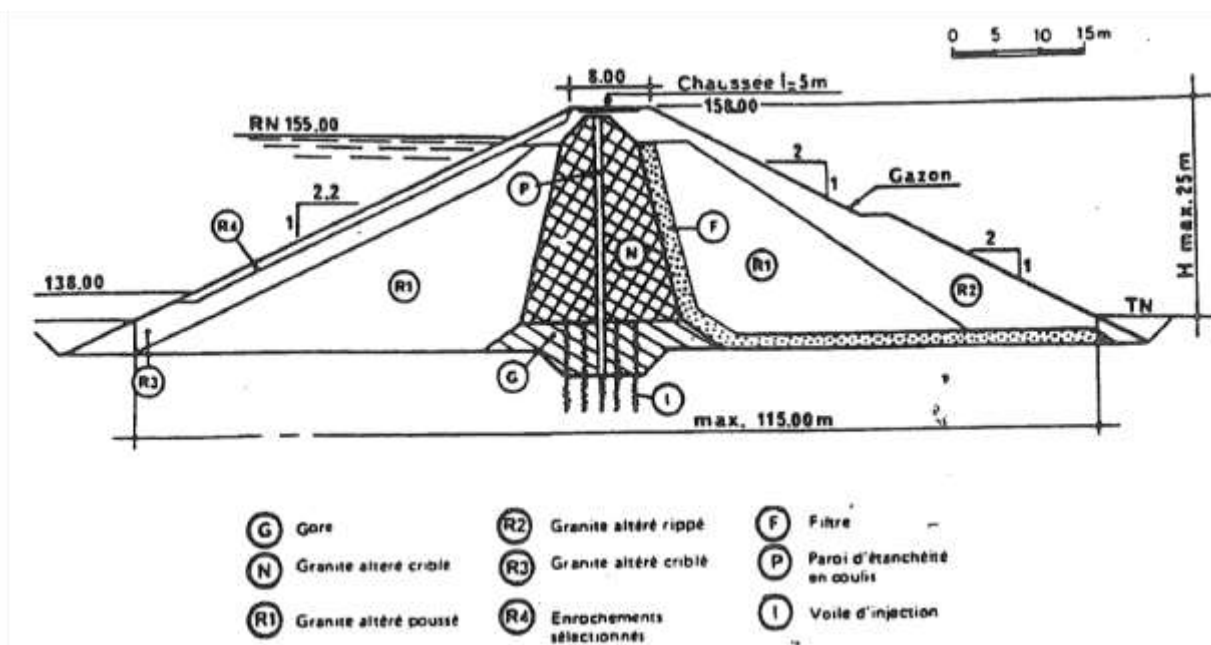


Figure 1-1: Coupe type du corps du barrage

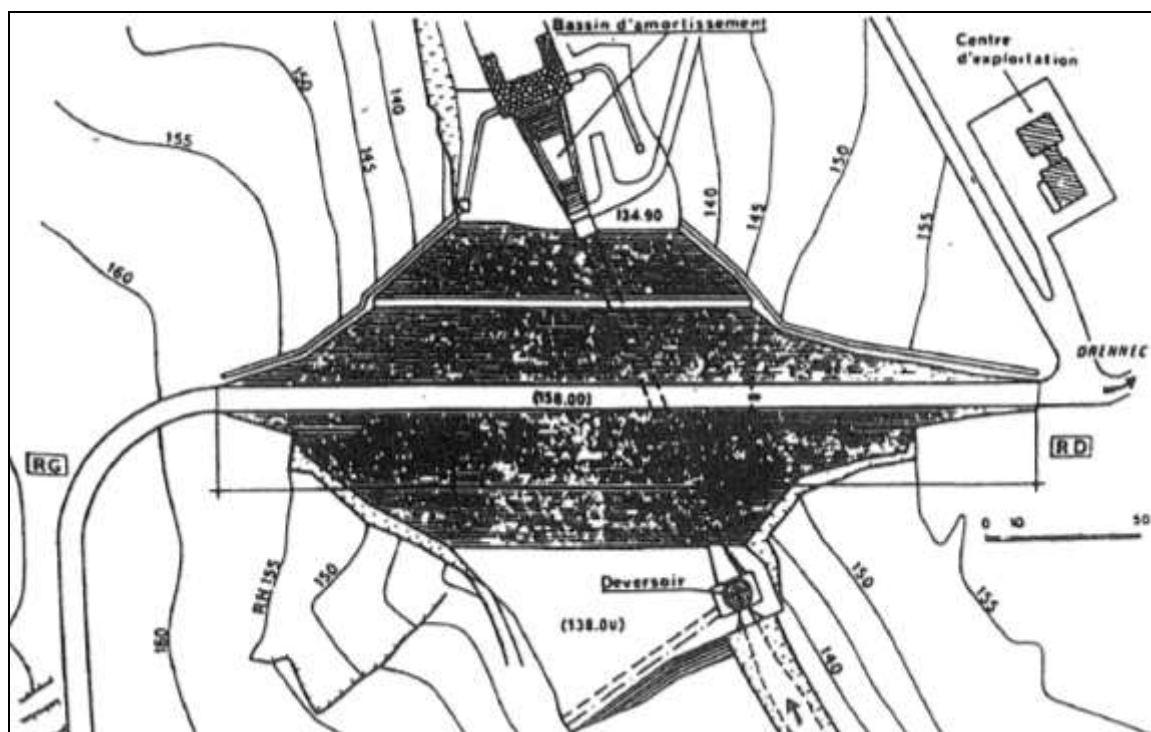


Figure 1-2: Plan d'ensemble des ouvrages

L'environnement amont du barrage du Drennec est délimité par un bassin versant de 24 km<sup>2</sup> dominé par un couvert végétal constitué de prairies et de terres naturelles.

La vallée en aval du barrage est faiblement urbanisée en zone de proximité immédiate (ou zone à cinétique rapide), étendue sur 5 km à l'aval du barrage et devient moyennement urbanisée à partir de la ville de Landivisiau située à 19 km en aval du barrage. La ville la plus proche située à l'aval du barrage est Sizun (PK 6).

La surveillance du barrage du Drennec comprend : la réalisation de visites d'inspection visuelle périodiques (hebdomadaires), le suivi des mesures d'auscultation du barrage et la vérification périodique du bon fonctionnement des équipements hydromécaniques.

Les consignes écrites pour assurer l'exploitation et la surveillance du barrage (dont le contenu est défini dans les articles 4 et 5-I de l'arrêté du 29 février 2008) ont été rédigées.

L'auscultation du barrage fait l'objet d'un suivi des déplacements du corps du barrage, de la piézométrie en fondations et en remblai, des débits de fuite et du niveau de la retenue. Les relevés de l'ensemble des mesures d'auscultation sont réalisés par l'exploitant et sont transmis à SAFEGE, organisme chargé du suivi d'auscultation et des visites techniques approfondies.

Les mesures d'auscultation du barrage du Drennec réalisées lors des dernières années permettent de confirmer le bon comportement général de l'ouvrage et de ses fondations et l'absence d'anomalie.

Le principal potentiel de danger associé au barrage correspond à la libération non maîtrisée de tout ou partie de l'eau de sa retenue. Elle peut résulter d'une rupture totale du barrage, d'une rupture de la tour tulipe ou d'un effacement intempestif des dispositifs de prise ou de vidange.

Les principaux phénomènes naturels susceptibles de mettre en danger l'ouvrage sont les crues et les séismes.

Concernant l'aléa « crues », l'étude hydrologique réalisée en 1972 et son complément en 1980 avaient estimé le débit de pointe de la crue d'entrée dans la retenue de période de retour 10 000 ans à  $84 \text{ m}^3/\text{s}$ . Les études de projet ont déterminé un débit laminé à  $52 \text{ m}^3/\text{s}$  avec une revanche de 2 m par rapport à la crête, sans considérer une quelconque contribution de la vidange de fond.

L'évacuateur de crues a été dimensionné pour permettre l'évacuation d'un débit de  $80 \text{ m}^3/\text{s}$  avec une surélévation du plan d'eau de 1,45 m soit avec une revanche de 1,55 m par rapport au couronnement du barrage.

Dans le cadre de la présente étude de dangers, une réévaluation des débits de crues a été réalisée et a évalué le débit de pointe de la crue décennale au droit du barrage à  $76,7 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Concernant l'aléa sismique, et d'après la carte du nouveau zonage d'aléa sismique de la France, le barrage du Drennec se situe en zone d'aléa faible (zone 2) concernant la sismicité. Les analyses de stabilité effectuées dans la présente étude de dangers, menées vis-à-vis un événement sismique de période de retour de 5 000 ans (Séismes d'Évaluation de Sécurité, SES), montrent une faible sensibilité intrinsèque du barrage vis-à-vis de l'aléa sismique.

La méthode d'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets, AMDE, a été déployée pour l'identification des scénarios de défaillance. Les scénarios analysés dans cette étude de dangers sont les suivants :

✓ **Scénarios de rupture du barrage**

- ◆ Scénario 1 : rupture par érosion interne
  - dans le corps du barrage (1A)
  - dans la fondation (1B)
- ◆ Scénario 2 : rupture par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage
- ◆ Scénario 3 : rupture par glissement en période de crue
- ◆ Scénario 4 : rupture sous sollicitations sismiques
- ◆ Scénario 5 : rupture par glissement suite à une vidange rapide
- ◆ Scénario 6 : rupture par surverse suite à une obstruction du déversoir ou du puits par des embâcles ou de la glace
- ◆ Scénario 7 : rupture par déformation excessive des fondations

✓ **Scénarios de défaillance du dispositif de vidange**

- ◆ Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange

✓ **Scénarios de défaillance du dispositif de prise**

- ◆ Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif de prise

✓ **Scénario de rupture du barrage par érosion régressive depuis l'aval**

- ◆ Scénario 10 : Sous-dimensionnement du bassin de dissipation

✓ **Scénario de rupture de la tour tulipe**

- ◆ Scénario 11 : Rupture sous sollicitations sismiques

Ces scénarios ont été modélisés et quantifiés sur la base d'une démarche de Sûreté de Fonctionnement, utilisant la Méthode des Arbres d'Événements pour la construction des scénarios de défaillance, et utilisant le jugement à dire d'expert pour l'évaluation des probabilités d'occurrence des défaillances technologiques des composants du barrage.

Ces analyses ont bénéficié d'une nouvelle étude de stabilité du barrage, réalisée selon les nouvelles recommandations du CFBR, basées sur un format semi-probabiliste.

Les scénarios conduisant potentiellement à une rupture du barrage du Drennec ont été évalués comme extrêmement peu probables.

Les conséquences potentielles de la rupture du barrage du Drennec ont été estimées à partir d'une nouvelle étude d'onde de rupture.

La zone à cinétique rapide ou de « sécurité immédiate » (ancienne zone du quart d'heure) s'étend sur 5 km à l'aval du barrage. Les bâtiments inondés situés dans cette zone se trouvent à la pisciculture expérimentale du Drennec (PEIMA) et aux villages de Launay et de la Croix de Kereveur. La population exposée en zone à cinétique rapide est estimée à 90 personnes.

Sur l'ensemble de la zone d'inondation (étendue sur 50 km à l'aval du barrage), la population exposée est de l'ordre 3 200 personnes.

La figure suivante est un extrait de la carte des zones potentiellement submergées présentée en annexe 2.



Figure 1-3: Zone à cinétique rapide

Le croisement entre la probabilité d'occurrence d'un scénario et la gravité de leurs conséquences permet de constater sa criticité. L'ensemble des scénarios analysés sont positionnés en fonction de leur criticité dans la grille de criticité présentée dans la figure suivante.

Tableau 1-1: Positionnement des scénarios en fonction de leur criticité

Criticité			Probabilité				
			Scénario extrêmement peu probable	Scénario très peu probable	Scénario peu probable	Scénario probable	Scénario très probable
			1	2	3	4	5
Gravité	Désastreux	5					
	Catastrophique	4	1A-1B-2-3-4A-4B-6A-6B-7-10				
	Important	3		11			
	Sérieux	2					
	Modéré	1		5	8-9		

Nomenclature des scénarios :

Scénario 1A : rupture du barrage par érosion interne du corps du barrage

Scénario 1B : rupture du barrage par érosion interne en fondation

Scénario 2 : rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage

Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue

Scénario 4A : rupture du barrage sous sollicitations sismiques (SES)

Scénario 4B : rupture du barrage sous sollicitations sismiques (SBE)

Scénario 5 : rupture du barrage par glissement suite à une vidange rapide

Scénario 6A : rupture du barrage par surverse (obstruction EVC 1/3)

Scénario 6B : rupture du barrage par surverse (obstruction EVC 2/3)

Scénario 7 : rupture du barrage par déformation excessive des fondations

Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange

Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif de prise

Scénario 10 : rupture par affouillement aval

Scénario 11 : rupture de la tour en cas de séisme

Les résultats de la présente étude de dangers montrent que le barrage du Drennec présente un niveau de sécurité très satisfaisant et les scénarios conduisant à une rupture du barrage ont été évalués comme extrêmement peu probables.



Les mesures de réduction des risques portent sur :

- ✓ L'optimisation du dispositif de mesure des drains ;
- ✓ La réalisation de travaux de colmatage des venues d'eau dans la galerie inférieure ;
- ✓ La révision des vannes de vidange et de la vanne papillon de survitesse sur la conduite de prise ;
- ✓ La réalisation d'essais trimestriels de manœuvre en mode manuel des vannes de vidange.

# TABLE DES MATIERES

.....	1
<b>1 Renseignements administratifs .....</b>	<b>20</b>
1.1 Maître d'ouvrage / exploitant .....	20
1.2 Classement de l'ouvrage .....	20
1.3 Rédacteurs de l'étude de dangers .....	22
<b>2 Objet de l'étude .....</b>	<b>23</b>
2.1 Références réglementaires .....	23
2.2 Périmètre de l'étude .....	23
2.3 Documents de référence .....	27
<b>3 Analyse fonctionnelle de l'ouvrage et de son environnement .....</b>	<b>28</b>
3.1 Analyse fonctionnelle externe – Description de l'environnement de l'ouvrage	28
3.1.1 Localisation géographique et objet du barrage .....	28
3.1.2 Environnement à l'amont du barrage .....	30
3.1.2.1 Topographie à l'amont du barrage .....	30
3.1.2.2 Retenue .....	30
3.1.2.3 Bassin versant amont .....	32
3.1.2.4 Berges et versants .....	35
3.1.2.5 Géologie au droit de la retenue .....	35
3.1.2.6 Ouvrages hydrauliques situés à l'amont de la retenue .....	35
3.1.2.7 Habitations, activités et infrastructures diverses situées à l'amont du barrage	35
3.1.3 Environnement à l'aval du barrage .....	36
3.1.3.1 Topographie .....	36
3.1.3.2 Ouvrages hydrauliques situés à l'aval .....	37
3.1.3.3 Habitations, activités et infrastructures diverses situées à l'aval du barrage	37
3.2 Analyse fonctionnelle interne – Description des ouvrages .....	40
3.2.1 Fondations du barrage .....	41
3.2.1.1 Description géologique de surface .....	41
3.2.1.2 Fondations du barrage .....	42
3.2.2 Corps du barrage .....	45
3.2.2.1 Protection du parement amont .....	46

3.2.2.2	Protection du parement aval .....	46
3.2.2.3	Couronnement .....	46
3.2.2.4	Étanchéité .....	47
3.2.2.5	Drains et filtres .....	47
3.2.3	Dispositif de vidange de fond, de restitution et d'évacuation .....	49
3.2.3.1	Ouvrages d'évacuation .....	51
3.2.3.2	Ouvrages de vidange .....	56
3.2.3.3	Ouvrages de prise .....	58
3.2.4	Vantellerie .....	62
3.2.4.1	Vantellerie de prise .....	62
3.2.4.2	Vantellerie de vidange .....	63
3.2.5	Télégestion et contrôle-commande .....	64
3.2.6	Appareillage .....	65
3.2.6.1	Mesure de niveau du plan d'eau .....	65
3.2.6.2	Mesure de débit dans conduite .....	65
3.2.7	Équipements électriques .....	65
3.2.7.1	Alimentation principale .....	65
3.2.7.2	Alimentation de secours .....	66
3.2.7.3	Équipements courants .....	66
3.2.8	Dispositif d'auscultation .....	66
3.2.8.1	Mesures hydrauliques .....	67
3.2.8.2	Mesures de déplacements .....	69
3.2.9	Local de surveillance .....	69
3.2.10	Microcentrale .....	70
3.2.11	Synthèse de l'analyse fonctionnelle interne .....	76
<b>4</b>	<b>Présentation de la politique de prévention des accidents majeurs et du système de gestion de la sécurité .....</b>	<b>80</b>
4.1	Organisation du Maître d'ouvrage .....	80
4.2	Consigne de surveillance .....	81
4.3	Procédures pour l'identification des risques et la surveillance .....	83
4.4	Dispositions spécifiques à la surveillance de l'ouvrage en période de crue .....	84
4.5	Procédures de prise en compte du retour d'expérience .....	85
4.5.1	Rapport de l'exploitant .....	85
4.5.2	Rapport d'auscultation .....	85
4.5.3	Registre du barrage .....	85
<b>5</b>	<b>Identification et caractérisation des potentiels de dangers .....</b>	<b>86</b>
5.1	Rupture du barrage .....	86
5.2	Rupture de la tour tulipe .....	87

5.3	Effacement intempestif du dispositif de vidange .....	88
5.4	Effacement intempestif du dispositif de prise .....	88
<b>6</b>	<b>Caractérisation des aléas naturels.....</b>	<b>89</b>
6.1	Crues.....	89
6.1.1	Le bassin versant .....	89
6.1.2	Données météorologiques .....	89
6.1.3	Calcul du débit décennal.....	90
6.1.4	Estimation des débits de crues exceptionnelles.....	91
6.1.5	Capacité d'évacuation des crues.....	92
6.1.6	Cote de danger .....	95
6.2	Séismes .....	97
6.2.1	Carte d'aléa sismique de la France .....	97
6.3	Stabilité des versants .....	97
6.4	Orages.....	97
6.5	Vents.....	98
6.6	Gel .....	100
6.7	Neige .....	100
<b>7</b>	<b>Étude accidentologique et retour d'expérience.....</b>	<b>101</b>
7.1	Accidents survenus sur des ouvrages similaires.....	101
7.2	Accidents, incidents, évolutions lentes survenues sur l'ouvrage .....	104
7.2.1	Évolution des mesures d'auscultation .....	105
7.2.2	Crue enregistrée supérieure à une crue de référence .....	106
7.2.3	Séisme.....	106
<b>8</b>	<b>Identification et caractérisation des risques en termes de probabilité d'occurrence, d'intensité et de cinétique des effets, et de gravité des conséquences.....</b>	<b>107</b>
8.1	Démarche générale .....	107
8.1.1	L'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets (AMDE) .....	108
8.1.2	La modélisation des scénarios de défaillance.....	108
8.1.3	L'analyse de criticité .....	109
8.2	Identification des scénarios de défaillance .....	111
8.3	Modélisation et évaluation de l'occurrence des scénarios de défaillance .....	112
8.3.1.1	Scénario 1A : Érosion interne dans le corps du barrage .....	112
8.3.1.2	Scénario 1B : Érosion interne des matériaux de fondation.....	118

8.3.1.3	Scénario 2 : Rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et du dispositif de drainage.....	122
8.3.1.4	Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue .....	129
8.3.1.5	Scénario 4 : rupture sous sollicitations sismiques .....	134
8.3.1.6	Scénario 5 : Rupture par glissement suite à une vidange rapide.....	139
8.3.1.7	Scénario 6 : rupture du barrage par surverse du couronnement de la paroi d'étanchéité suite à l'obstruction du déversoir par des embâcles .....	142
8.3.1.8	Scénario 7 : rupture du barrage par déformation excessive du corps du remblai et des fondations.....	148
8.3.1.9	Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange .....	149
8.3.1.10	Scénario 9 : inondation de la galerie technique suite à l'effacement intempestif du dispositif de prise.....	151
8.3.1.11	Scénario 10 : Rupture du barrage par érosion régressive depuis l'aval .....	155
8.3.1.12	Scénario 11 : Rupture de la tour tulipe sous sollicitations sismiques .....	156
8.4	Évaluation des conséquences potentielles .....	159
8.4.1	Données et hypothèses .....	159
8.4.1.1	Données topographiques .....	159
8.4.1.2	Données hydrologiques .....	159
8.4.1.3	Données cartographiques.....	159
8.4.2	Méthodologie.....	160
8.4.2.1	Calcul de l'hydrogramme de rupture .....	160
8.4.2.2	Calcul de la propagation de l'hydrogramme de rupture .....	161
8.4.3	Cadrage des principales hypothèses .....	162
8.4.3.1	Niveau de la retenue lors de la rupture .....	162
8.4.3.2	Conditions hydrologiques initiales des cours d'eau .....	163
8.4.3.3	Rugosité des lits.....	163
8.4.3.4	Définition des scénarii et des modes de rupture .....	163
8.4.3.5	Point d'arrêt de présentation des résultats .....	163
8.4.3.6	Prise en compte des ouvrages .....	164
8.4.4	Résultats .....	164
8.4.4.1	Valeurs calculées / Valeurs recommandées.....	164
8.4.4.2	Principaux résultats de l'étude.....	164
8.4.4.3	Présentation des résultats.....	165
8.4.4.4	Analyse des résultats .....	165
8.4.4.5	Description de la zone à cinétique rapide .....	166
8.4.4.6	Estimation du nombre de personnes potentiellement impactées .....	166
8.5	Gravité des scénarios .....	168
8.5.1	Scénarios de rupture du barrage hors vidange rapide (1-2-3-4-6-7-10).....	169
8.5.2	Scénario de rupture du barrage suite à une vidange rapide (5) .....	169
8.5.3	Scénarios d'effacement des dispositifs de prise et de vidange (5-8).....	169
8.5.4	Scénario de basculement de la tour tulipe (11).....	169
8.6	Synthèse – Criticité des scénarios de défaillance .....	170

<b>9 Étude de réduction des risques .....</b>	<b>173</b>
9.1 Fiabilisation d'éléments du dispositif d'auscultation .....	173
9.2 Travaux de réparation ou de confortement.....	174
9.3 Dispositif de secours en énergie électrique .....	174
9.3.1 Organes de sécurité.....	174
9.3.2 Équipements et contrôle-commande .....	175
9.4 Criticité résiduelle .....	175
9.5 Complément relatif à la vérification au séisme .....	176
<b>10 Cartographie .....</b>	<b>178</b>

## TABLE DES ILLUSTRATIONS

### Figures

Figure 1-1: Coupe type du corps du barrage.....	iii
Figure 1-2: Plan d'ensemble des ouvrages .....	iii
Figure 1-3: Zone à cinétique rapide .....	vi
Figure 1-1 : Classes de barrages selon caractéristiques géométriques .....	20
Figure 1-2 : Classement du barrage du Drennec selon ses caractéristiques géométriques	21
Figure 2-1: Vue en plan de l'aménagement (sce : Dossier définitif, EPTB Elorn) ...	25
Figure 2-2: Plan synoptique du barrage et périmètre de l'étude (sce: SAFEGE) .....	26
Figure 3-1 : Localisation du barrage du Drennec (sce : Géoportail) .....	29
Figure 3-2 : Vue aérienne de la retenue (sce : Géoportail) .....	31
Figure 3-3: Délimitation du bassin versant du barrage.....	32
Figure 3-4: Extrait de la carte géologique au 1/50 000 du BRGM.....	33
Figure 3-5 : Localisation de l'occupation du sol sur le bassin versant du barrage .....	34
Figure 3-6: Répartition de l'occupation du sol sur le bassin versant du barrage.....	34
Figure 3-7: Relief de la Vallée de l'Elorn (Géoportail).....	37
Figure 3-8: Occupation des sols et hydrographie en aval du barrage (Corine Land Cover 2006)	38
Figure 3-9: Vue générale de l'aménagement (sce : EPTB Elorn).....	40
Figure 3-10: Vue en plan du barrage (sce: EPTB Elorn).....	41
Figure 3-11: Coupe géologique au droit de la crête du barrage-1 (sce: Dossier définitif – Dossier principal – A-Documents généraux, A4-Études géologiques, EPTB Elorn)	43

Figure 3-12: Coupe géologique au droit de la crête du barrage-2 (sce: Dossier définitif – Dossier principal – A-Documents généraux, A4-Études géologiques, EPTB Elorn)	44
Figure 3-13 : Coupe type du corps du barrage (sce : EPTB Elorn)	46
Figure 3-14: Détail du raccordement des drains (sce: Entreprise SGE-TPI, septembre 1980)	49
Figure 3-15: Coupe longitudinale et vue en plan du dispositif de prise, de vidange et d'évacuation (Dossier définitif, EPTB Elorn)	50
Figure 3-16: Coupe longitudinale et vue en plan de la tulipe (Dossier définitif, EPTB Elorn)	51
Figure 3-17: Coupe longitudinale et vue en plan du bassin de dissipation (Dossier définitif, EPTB Elorn)	53
Figure 3-18: Vue en plan du chenal de restitution (Dossier définitif, EPTB Elorn)	55
Figure 3-19: Coupe longitudinale de la chambre amont et de la galerie de vidange amont (Dossier définitif, EPTB Elorn)	57
Figure 3-20: Coupe transversale de la galerie en partie amont (Dossier définitif, EPTB Elorn)	58
Figure 3-21: Coupe longitudinale de la conduite de prise d'eau (Dossier définitif, EPTB Elorn)	59
Figure 3-22: Coupe longitudinale et vue en plan de la tête aval (Dossier définitif, EPTB Elorn)	61
Figure 3-23 : Instrumentation des fuites de la galerie	69
Figure 3-24: En rouge: Maison du barrage	70
Figure 6-1: HSMF au droit du barrage (SAFEGE, 2013)	91
Figure 7-1 : Statistiques de ruptures de grands barrages en remblai (Source : Foster et al., 2000)	102
Figure 7-2 : Synthèse des facteurs associés à la fréquence d'incidents par érosion interne dans le corps d'un barrage en remblai	103
Figure 7-3 : Localisation de l'initiation d'érosion des incidents par érosion interne du corps de barrages en remblai	104
Figure 8-1 : Grille de criticité	110
Figure 8-2 : Arbre d'événements – Scénario 1A : rupture du barrage par érosion interne dans le corps du barrage	113



Figure 8-3: Quantification du scénario 1A : rupture du barrage par érosion interne du remblai	118
Figure 8-4 : Arbre d'événements – Scénario 1B : rupture du barrage par érosion interne dans la fondation	119
Figure 8-5: Quantification du scénario 1B : rupture du barrage par érosion interne de la fondation	121
Figure 8-6 : Arbre d'événements – Scénario 2 : rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage	123
Figure 8-7 : Profil étudié	124
Figure 8-8: Caractéristiques des matériaux issues de l'étude géotechnique de projet	124
Figure 8-9: Valeurs géotechniques caractéristiques retenues	124
Figure 8-10: Situation normale d'exploitation – Glissement de peau : $F = 1,21$	126
Figure 8-11: Situation normale d'exploitation – Glissement moyen : $F = 1,37$	126
Figure 8-12: Situation normale d'exploitation – Glissement profond : $F = 1,48$	126
Figure 8-13 : Stabilité – Défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage	127
Figure 8-14 : Quantification du scénario 2 : rupture du barrage suite à une défaillance combinée de la paroi au coulis et du dispositif de drainage du corps du barrage	129
Figure 8-15 : Arbres d'événements – Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue	130
Figure 8-16: Stabilité – Situation exceptionnelle de crue : PHE	131
Figure 8-17: Situation extrême de crue : Retenue au niveau de la crête	132
Figure 8-18 : Arbres d'événements – Quantification du scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue	133
Figure 8-19 : Arbres d'événements – Scénario 4 : rupture du barrage par glissement sous sollicitation sismique	134
Figure 8-20: Stabilité – Situation accidentelle de Séisme d'Évaluation de la Sécurité, SES	136
Figure 8-21 : Stabilité – Situation rare de Séisme de Base d'Exploitation, SBE	136
Figure 8-22 : Arbres d'événements – Quantification du scénario de rupture du barrage par glissement en situation sismique accidentelle (SES)	138

Figure 8-23: Arbres d'événements – Quantification du scénario de rupture du barrage par glissement en situation sismique SBE .....	138
Figure 8-24 : Arbres d'événements – Scénario 5 : rupture du barrage par glissement en suite à une vidange rapide de la retenue .....	139
Figure 8-25: Situation transitoire de vidange rapide .....	140
Figure 8-26: Arbres d'événements – Quantification du scénario de rupture du barrage par glissement en situation de vidange rapide .....	141
Figure 8-27 : Arbre d'événements – Scénario 6 : rupture par surverse suite à l'obstruction du déversoir par des embâcles .....	142
Figure 8-28: Distribution des débits de pointe.....	144
Figure 8-29: Synthèse des résultats d'évaluation du niveau de la retenue en période de crue	145
Figure 8-30 : Arbre d'événements – Quantification du scénario 6a : rupture par surverse suite à une obstruction du déversoir à 1/3 .....	147
Figure 8-31: Arbre d'événements – Quantification du scénario 6b : rupture par surverse suite à une obstruction du déversoir à 2/3 .....	147
Figure 8-32 : Arbre d'événements pour la modélisation du scénario de «déformations excessives de la fondation et du corps du barrage » .....	148
Figure 8-33 : Arbre d'événements – Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange	149
Figure 8-34 : Arbre d'événements – Quantification du scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange .....	150
Figure 8-35: Arbre d'événements – Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif de vidange	151
Figure 8-36: Arbre d'événements – Quantification du scénario 9 : inondation de la galerie technique suite à l'effacement intempestif du dispositif de prise .....	153
Figure 8-37: Arbre d'événements – Scénario 11 : effacement intempestif du dispositif de vidange .....	156
Figure 8-38: Arbre d'événements – Quantification du scénario 11 : effondrement de la tour tulipe en cas de sollicitations sismiques .....	157
Figure 8-40. Localisation des profils du modèle .....	162
Figure 8-41: Estimation du nombre de personnes impactées .....	167

**Tableaux**

Tableau 1-1: Positionnement des scénarios en fonction de leur criticité.....	vii
Tableau 2-1 : Documents de référence .....	27
Tableau 2 : Caractéristiques géographiques du bassin versant amont.....	30
Tableau 3-3: Population des principales zones habitées en aval (recensement légal 2009, INSEE)	39
Tableau 5-1: Enjeux présents dans la zone de sécurité immédiate.....	87
Tableau 2: Caractéristiques de la station pluviométrique .....	90
Tableau 3 : Synthèse des débits décennaux calculés à la retenue.....	90
Tableau 6-4: Séismes ressentis dans la commune de Sizun (www.sisfrance.net).....	97
Tableau 8-1 : Grille de probabilité d'Événements définie selon un jugement d'expert	109
Tableau 8-2 : Classes de probabilité d'occurrence des scénarios de défaillance.....	109
Tableau 8-3 : Classes de gravité des conséquences .....	110
Tableau 4 : Coefficients partiels et de modèle – Stabilité au glissement (CFBR 2010)	125
Tableau 5 : Accélérations horizontales pour le SES (en $m/s^2$ ) .....	135
Tableau 6 : Accélérations verticales pour le SES (en $m/s^2$ ) .....	135
Tableau 7 : Accélérations horizontales pour le SBE .....	135
Tableau 8 : Accélérations verticales pour le SBE.....	135
Tableau 8-9 : Synthèse des résultats du niveau de la retenue en période de crue, H145	
Tableau 8-10: Positionnement des scénarios en fonction de leur criticité.....	171

## TABLE DES ANNEXES

---

Annexe 1 **Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets**

Annexe 2 **Propagation de l'onde de rupture du barrage du Drennec**

Annexe 3 **Rapport d'étude de révision des données hydrologiques**

## 1

## Renseignements administratifs

### 1.1 Maître d'ouvrage / exploitant

Le Syndicat de Bassin de l'Elorn, devenu Établissement Public Territorial de Bassin, est propriétaire-exploitant du barrage du Drennec, construit en 1981 sur l'Elorn.

**Syndicat de Bassin de l'Elorn**

Ecopôle

Guern ar Piquet

29460 Daoulas

Tél : 02 98 25 93 51

Email : syndicatelorn@wanadoo.fr

### 1.2 Classement de l'ouvrage

Les classes de barrages définies par le code de l'environnement sont présentées dans l'article R214-112 :

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométriques
A	$H \geq 20$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H^2 \times \sqrt{V} \geq 200$ et $H \geq 10$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H^2 \times \sqrt{V} \geq 20$ et $H \geq 5$
D	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel $H \geq 2$

Figure 1-1 : Classes de barrages selon caractéristiques géométriques

Où :

- H : la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel à l'aplomb de ce sommet ;
- V : le volume retenu exprimé en millions de mètres cubes et défini comme le volume qui est retenu par le barrage à la cote de retenue normale.

Le classement du barrage du Drennec a été établi par arrêté préfectoral le 02 décembre 2009, signé par le Préfet du département du Finistère.

Les caractéristiques géométriques considérées pour le classement du barrage du Drennec sont les suivantes :

- H : 25 mètres
- V : 8,7 millions de mètres cubes

Ainsi, selon l'article R214-112 du code de l'environnement, le barrage relève de la classe A.

La figure suivante représente graphiquement ce classement pour le barrage du Drennec.

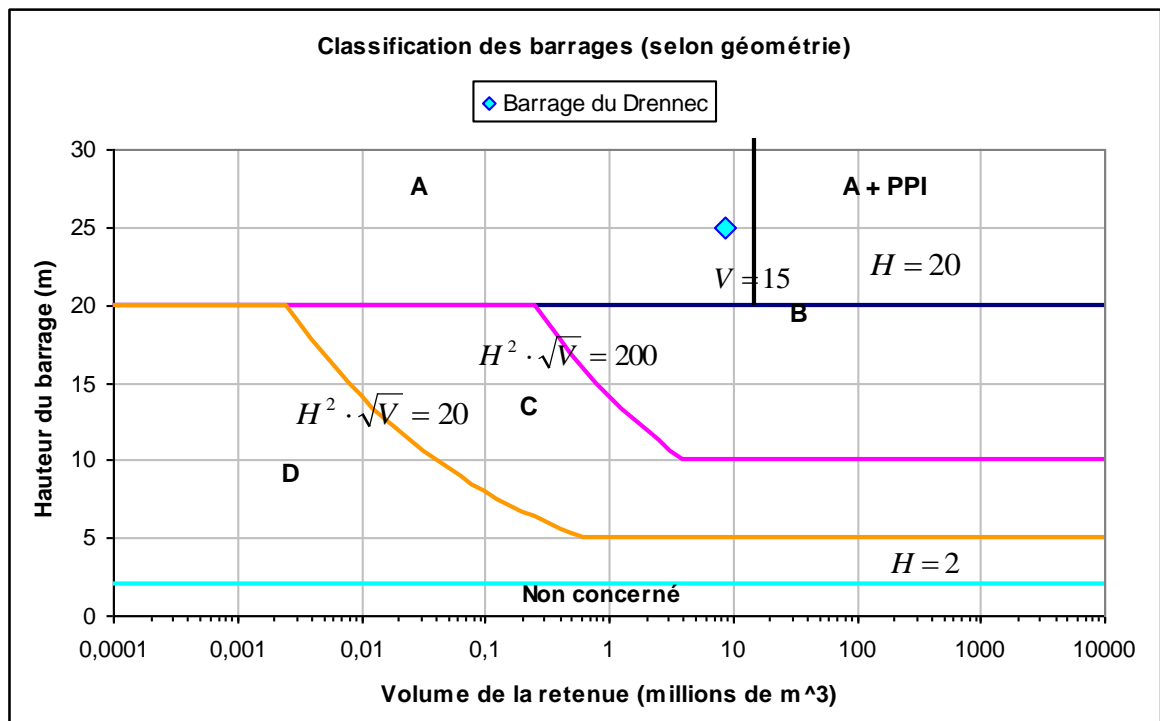


Figure 1-2 : Classement du barrage du Drennec selon ses caractéristiques géométriques

## 1.3 Rédacteurs de l'étude de dangers

L'étude de dangers du barrage du Drennec a été menée par :

**SAFEGE Ingénieurs Conseils**  
Parc de l'Ile 15-27 rue du Port  
92022 Nanterre

Tél : +33.(0)1.46.14.71.00  
Fax : +33.(0)1.47.24.77.88  
Email: [contact@safège.fr](mailto:contact@safège.fr)  
Site Web: <http://www.safège.fr>

Équipe de rédaction de l'étude :

- Jean-Pierre BECUE
- Jean-Charles PALACIOS
- Edouard ROSIER
- Sébastien JEANNELLE

Pour conduire cette étude de dangers, nous avons constitué une équipe composée :

- d'un expert dans le domaine des ouvrages hydrauliques et des barrages,
- deux ingénieurs génie-civilistes spécialisés dans le domaine des ouvrages hydrauliques et des barrages,
- d'un ingénieur hydraulicien spécialisé en hydrologie et dans la modélisation d'ondes de rupture.

## 2

# Objet de l'étude

## 2.1 Références réglementaires

Textes applicables :

- décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement ;
- articles R. 214-115 à R. 214-117 du code de l'environnement ;
- arrêté ministériel du 29 février 2008, fixant les prescriptions relatives à la sécurité et à la sûreté des ouvrages hydrauliques ;
- arrêté ministériel du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu.

Textes applicables, spécifiques au barrage du Drennec :

- Arrêté préfectoral du 09/02/1982 portant réglementation de la dérivation des eaux de l'Elorn au lieu-dit « le Drennec » dans la commune de Sizun par un ouvrage de retenue en vue de l'alimentation en eau potable de syndicats, communes et villes voisines et du soutien des étiages de l'Elorn ;
- Arrêté préfectoral du 02/12/2009 portant complément à l'arrêté précité précisant le classement et la réalisation d'une étude de dangers pour le barrage.

En référence à ces textes, cette étude est la **première étude de dangers pour un barrage existant**.

## 2.2 Périmètre de l'étude

Pour le barrage du Drennec, objet de la présente étude de dangers, le périmètre de l'ouvrage ou système étudié englobe le barrage proprement dit (ouvrage en remblai),



ses ouvrages annexes (tour tulipe d'évacuation, dispositif de prise d'eau et de vidange) et leurs fondations (sol d'assise ou rocher impliqué dans la tenue de la structure et portant le barrage).

La microcentrale hydroélectrique, étant donné sa localisation, est comprise dans le périmètre de l'ouvrage.

Les figures suivantes présentent le périmètre de l'étude.

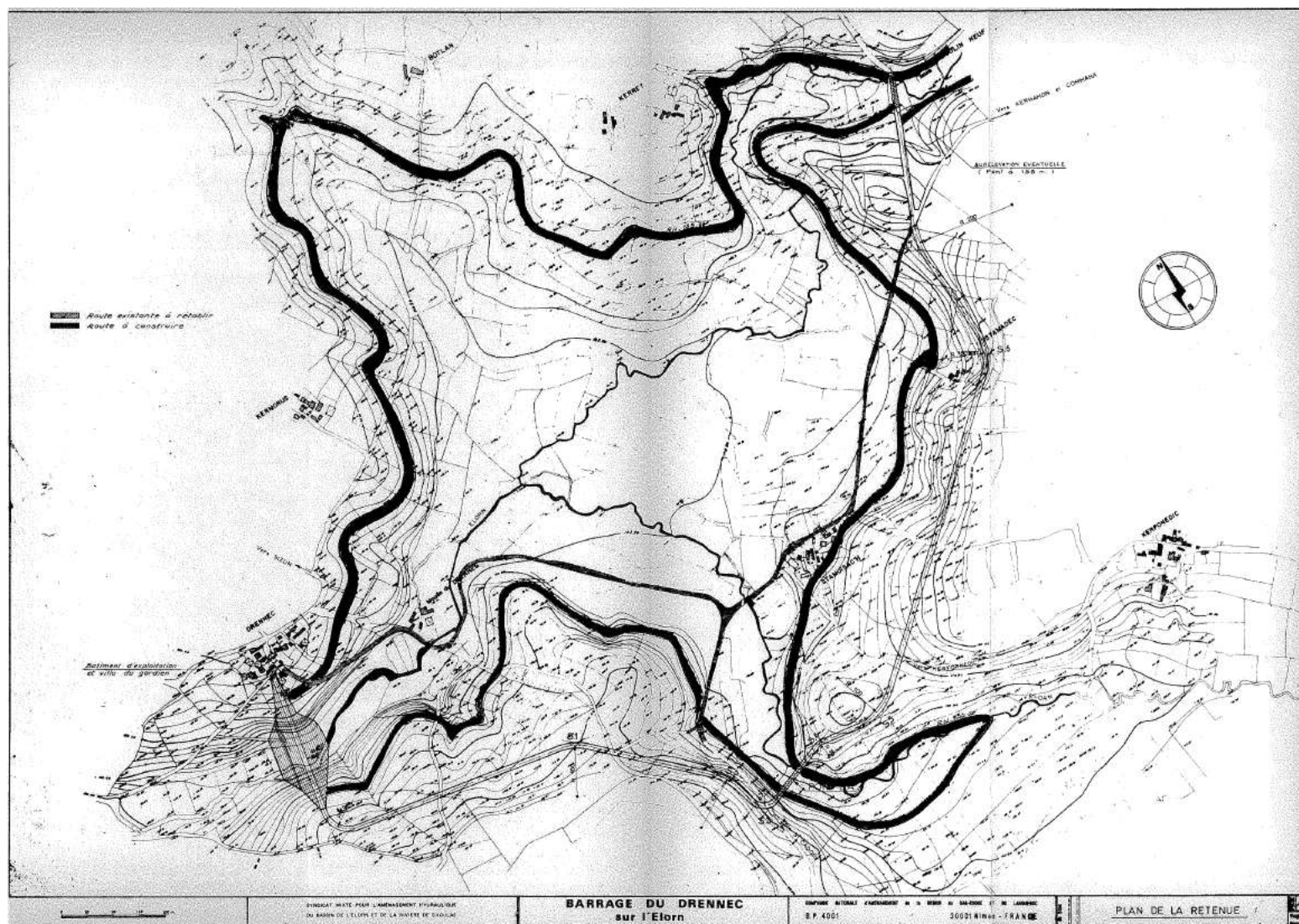


Figure 2-1: Vue en plan de l'aménagement (sce : Dossier définitif, EPTB Elorn)

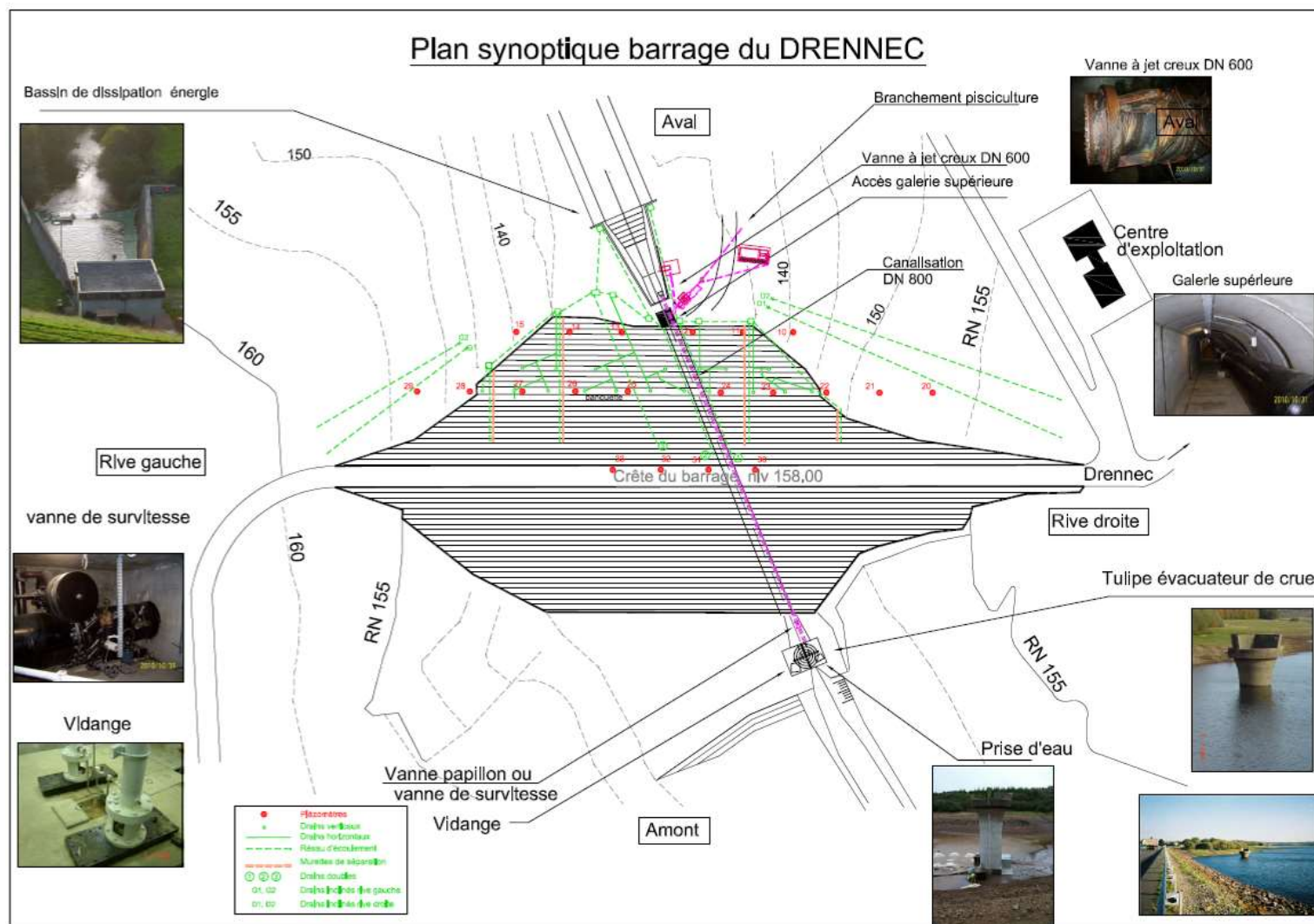


Figure 2-2: Plan synoptique du barrage et périmètre de l'étude (sce: SAFEGE)

## 2.3 Documents de référence

Les documents ayant permis l'élaboration de la présente étude sont listés dans le tableau suivant :

Date	Intitulé	Auteur
1977	Dossier définitif - Documents généraux	CNARBRL - EPTB Elorn
1977	Dossier définitif - Documents particuliers	CNARBRL - EPTB Elorn
1977	Dossier définitif - Annexe digue	CNARBRL - EPTB Elorn
1977	Dossier définitif - Annexe matériel	CNARBRL - EPTB Elorn
1977	Dossier définitif - Plans	CNARBRL - EPTB Elorn
1979	Note de calcul conduite DN800	Neyrpic
1979	Note de calcul vanne à jet creux	Neyrpic
1979	Note de calcul vanne DN800	Neyrpic
1981	Arrêté Préfectoral d'autorisation	Préfecture Finistere
1983	Rapport d'exécution des travaux	CNARBRL - EPTB Elorn
1996	Rapport carottages tulipe	CETE
1999	Rapport d'inspection équipements hydromécaniques	Alstom
1984-1992	Rapports d'auscultation	CEMAGREF
1994-2011	Rapports d'auscultation	SAFEGE
2002-2011	Rapports de surveillance	EPTB Elorn
2009	Arrêté Préfectoral complémentaire	Préfecture Finistere

Tableau 2-1 : Documents de référence

CNARBRL : Compagnie Nationale d'Aménagement de la Région du Bas-Rhône et du Languedoc

## 3

# Analyse fonctionnelle de l'ouvrage et de son environnement

L'analyse fonctionnelle de l'ouvrage permet de recenser les différents composants de l'ouvrage, ce qui permettra de définir les relations et interactions les uns par rapport aux autres et par rapport à leur environnement. Cette analyse aboutira à la définition des fonctions du système et de ses composants.

## 3.1 Analyse fonctionnelle externe – Description de l'environnement de l'ouvrage

Les objectifs de l'analyse fonctionnelle externe consistent en mettre en évidence les fonctions du système et définir les relations et interactions de type impacts/enjeux par rapport aux différents milieux extérieurs.

### 3.1.1 Localisation géographique et objet du barrage

L'aménagement concerne le fleuve Elorn, dont le bassin versant se situe à l'Est de Brest, dans le département du Finistère.

Le barrage du Drennec est situé sur l'Elorn à 5 km environ à l'Est en amont du centre-ville de Sizun et à 50 km environ à l'Est de Brest.

Les ouvrages et la retenue s'étendent sur le territoire des communes de Sizun et de Commana.

La figure suivante en donne l'emplacement.





Figure 3-1 : Localisation du barrage du Drennec (sce : Géoportail)

Construit entre 1981, le barrage est destiné :

- au soutien des étiages de l'Elorn ;
- à l'alimentation en eau de la région de Brest.

### 3.1.2 Environnement à l'amont du barrage

Ce paragraphe présente les éléments de l'environnement situés physiquement en amont du barrage du Drennec et ceux pouvant constituer un facteur d'agression pour l'ouvrage.

#### 3.1.2.1 Topographie à l'amont du barrage

Les éléments du dossier définitif du barrage indiquent que le bassin versant de l'Elorn au droit du barrage est situé sur la bordure Nord-ouest des Monts d'Arrée. De superficie 24 km<sup>2</sup> et de longueur droite 6,6 km, il présente une altitude moyenne de 236 mNGF, le point le plus élevé culminant à 372 mNGF.

Le barrage est implanté à un resserrement de la cuvette suivant un axe rectiligne. La largeur en fond de vallée est de l'ordre de 55 m. Les versants présentent une pente moyenne relativement douce : 16 % en rive droite et 30 % en rive gauche.

Les caractéristiques topographiques du bassin versant amont sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2 : Caractéristiques géographiques du bassin versant amont

Surface BV	Point haut	Point bas	Chemin hydraulique	Pente
(km <sup>2</sup> )	mNGF	mNGF	km	%
24	372	155	6,6	3,3

#### 3.1.2.2 Retenue

##### A- Présentation

Une vue aérienne de la retenue est présentée dans la figure suivante.



**Figure 3-2 : Vue aérienne de la retenue (sce : Géoportail)**

Les caractéristiques principales de la retenue sont synthétisées ci-dessous :

- Niveau de retenue normale (cote RN) : 155 mNGF
- Niveau maximal des plus hautes eaux (cote des PHE) : 156,5 mNGF
- Niveau de la crête du barrage : 158 mNGF
- Surface de la retenue au niveau normal : 109 ha
- Surface de la retenue au niveau des PHE : 123 ha
- Volume de la retenue au niveau normal : 8,6 Mm<sup>3</sup>
- Volume de la retenue au niveau des PHE : 10,3 Mm<sup>3</sup>



### 3.1.2.3 Bassin versant amont

#### A- Préambule

Le bassin versant du barrage du Drennec a une surface de 24 km<sup>2</sup> et se développe au cœur des Monts d'Arrée. La délimitation du bassin versant est présentée sur la figure suivante.

Le barrage contrôle la partie amont du bassin versant de l'Elorn, qui prend sa source à environ 5 km en amont du plan d'eau du Drennec à environ 280 m d'altitude et le bassin versant du ruisseau du Mougau Bihan.

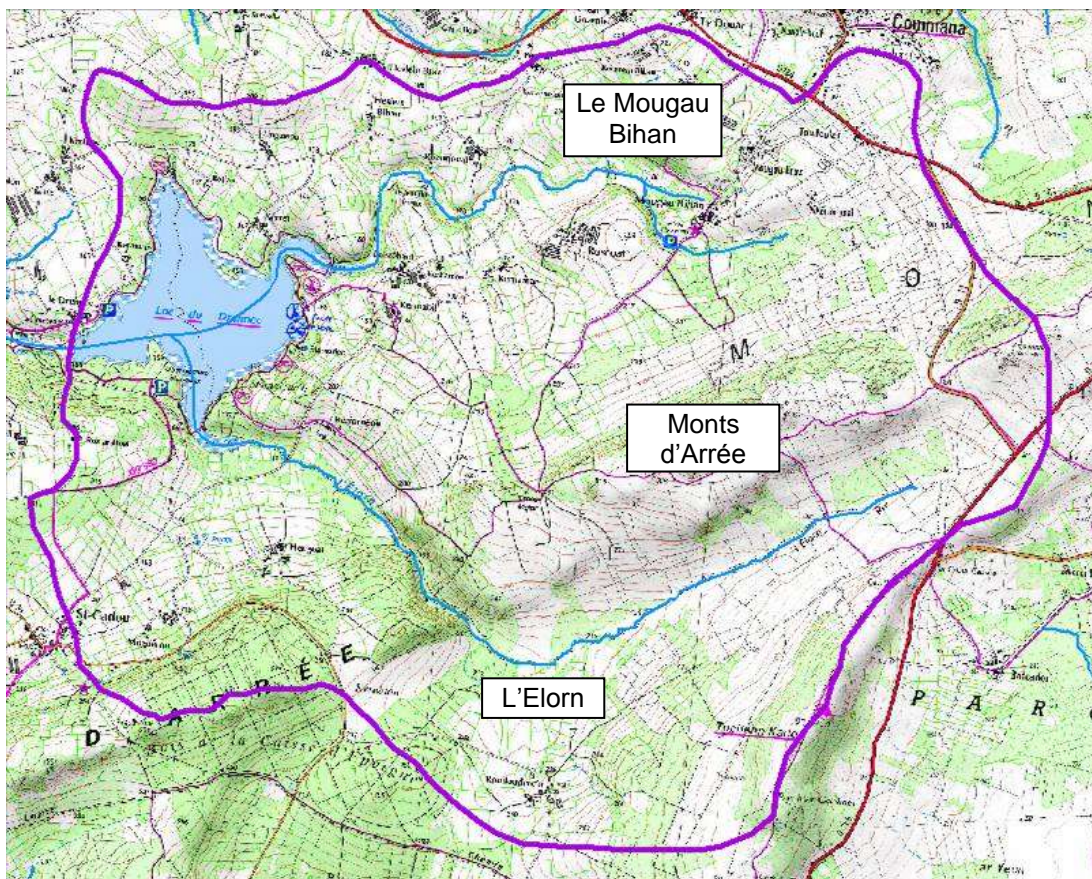


Figure 3-3: Délimitation du bassin versant du barrage

#### B- Géologie du bassin versant amont

La figure suivante synthétise les données de la carte géologique du BRGM. Les terrains sont homogènes sur des axes Nord-est – Sud-ouest. Ils sont constitués de granite dans le tiers Nord et pour la partie Sud, d'un mélange de schistes et quartzites de Plougastel dans une bande centrale, avec du grès de part et d'autre. On trouve de nombreuses lignes de fractures.



Couplé à la forte pente du relief général, cela nous amène à considérer les sols comme plutôt favorables au ruissellement, surtout au Sud.

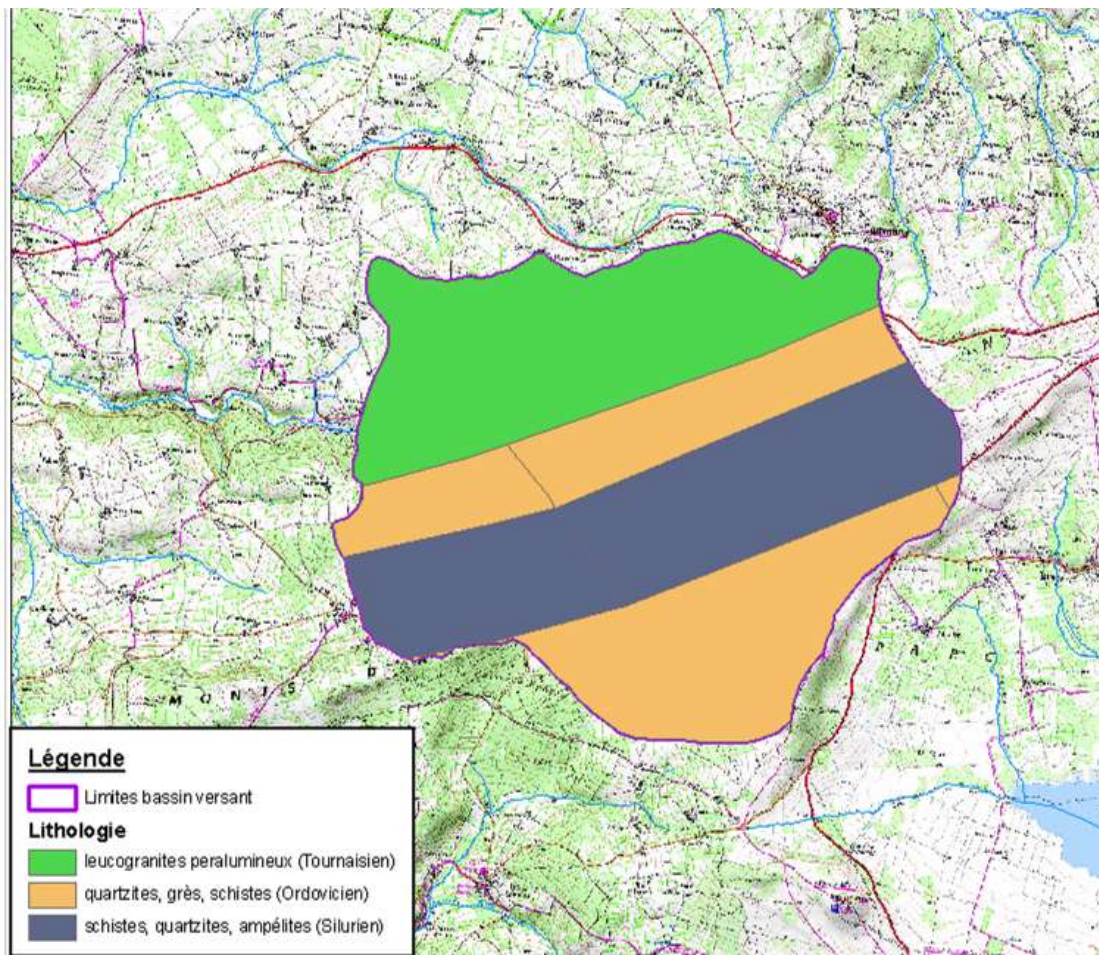


Figure 3-4: Extrait de la carte géologique au 1/50 000 du BRGM

### C- Occupation des sols

La répartition de l'occupation des sols issue des données de Corine Land Cover est présentée sur les figures suivantes. Dans son immense majorité, le bassin est constitué de zones naturelles.

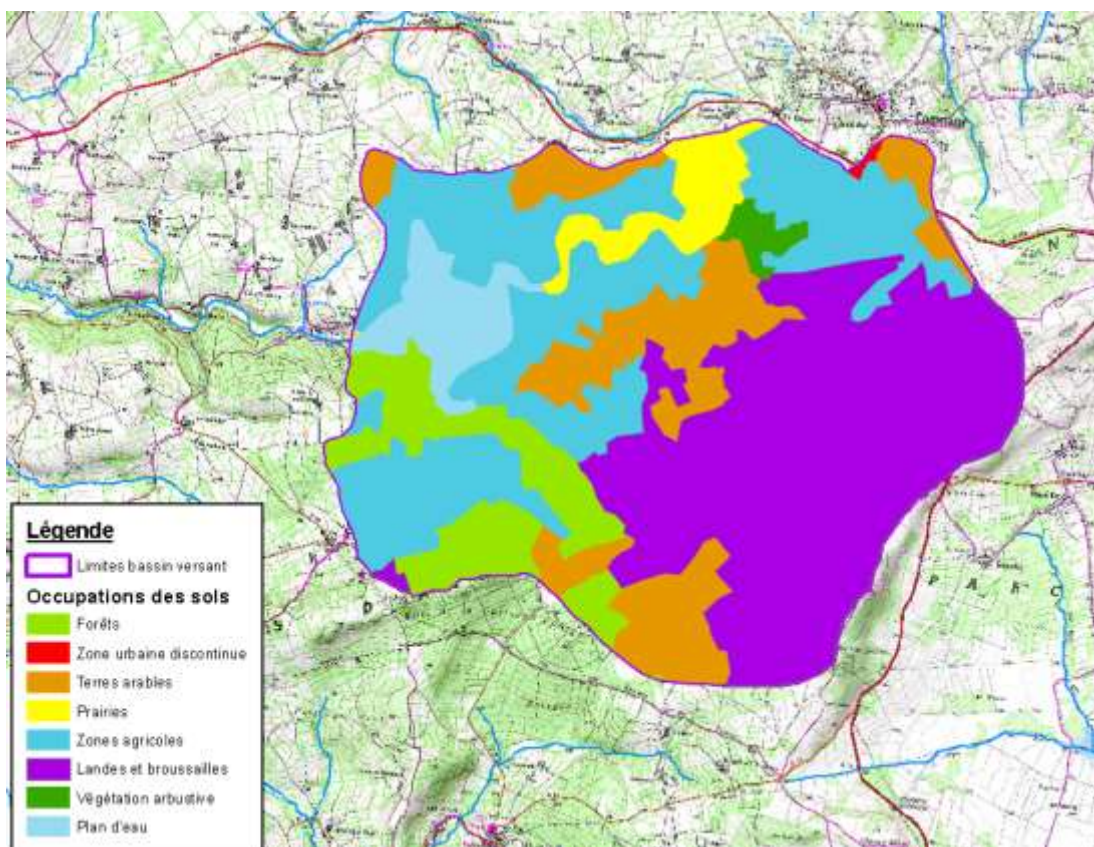


Figure 3-5 : Localisation de l'occupation su sol sur le bassin versant du barrage

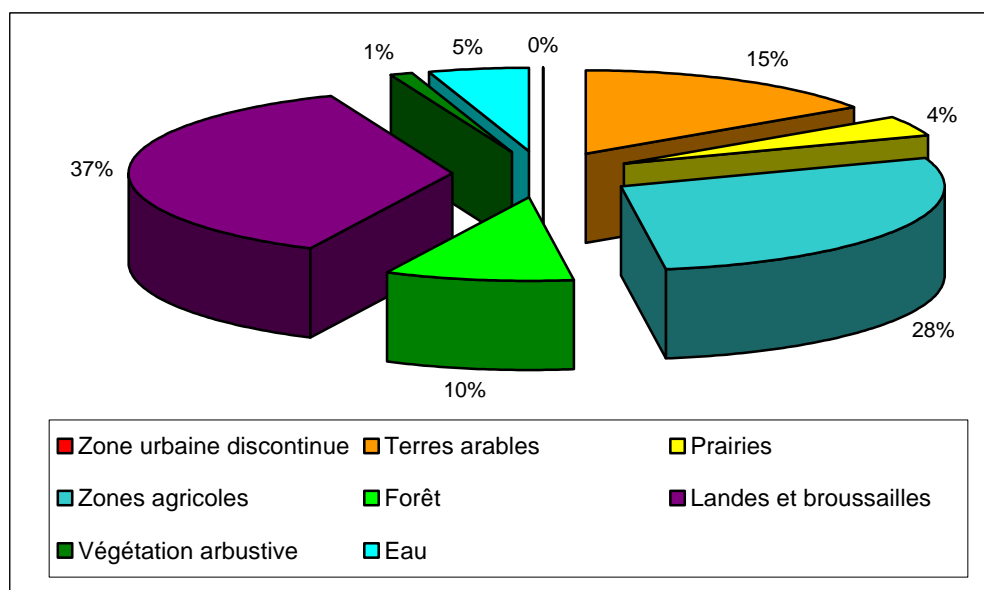


Figure 3-6: Répartition de l'occupation su sol sur le bassin versant du barrage

## **D- Aléa hydrologique**

L'aléa hydrologique induit par le bassin versant est présenté au § 6.1.

### **3.1.2.4 Berges et versants**

Les berges de la retenue présentent des pentes faibles et versants de faible hauteur sur l'ensemble du périmètre. Les berges sont occupées essentiellement par des bois.

Les aléas associés aux berges sont d'une part l'instabilité mécanique des pentes et d'autre part l'apport potentiel d'embâcles (branches et troncs d'arbres, végétaux divers) susceptibles d'obstruer l'évacuateur de crues. Ces aléas sont évoqués au § 6.

### **3.1.2.5 Géologie au droit de la retenue**

Le substratum du site du barrage est constitué par le granite du massif de Commana, représenté en surface par des blocs ou affleurements plus ou moins importants mais peu nombreux.

Les terrains de recouvrement sont constitués des formations suivantes :

- zones de chaos de granite subaffleurons ou enfouis sous une couche de terre végétale ;
- recouvrement des deux versants de la vallée par des matériaux d'altération du granite (gore ou arène granitique, correspondant à des matériaux sablo-argileux), également recouverts de terre végétale ;
- alluvions en fond de vallée.

L'aléa de stabilité des versants introduit par la morphologie du site est présenté au § 6.3.

### **3.1.2.6 Ouvrages hydrauliques situés à l'amont de la retenue**

Aucun ouvrage hydraulique n'est situé à l'amont de la retenue.

### **3.1.2.7 Habitations, activités et infrastructures diverses situées à l'amont du barrage**

Les zones d'habitations constatées sur le bassin versant amont de la retenue sont les hameaux de :

- Roudouderc'h
- Hengoat

- |                          |                         |
|--------------------------|-------------------------|
| - Kerfornédic            | - Roscoat               |
| - Brézéchant             | - Mougau-Bihan          |
| - <i>Le Vieux moulin</i> | - Kermonoal             |
| - Kermabil               | - Kerdrein Bihan & Braz |
| - Kerhamon               | - Rozonoual             |
| - Kernaman               |                         |

Il est de plus constaté plusieurs zones habitées sur le pourtour de la retenue :

- Kermorus
- Botlan
- Kerret
- Stamadec

La seule zone d'activité constatée sur le bassin versant amont est l'exploitation agricole de Roscoat.

### **3.1.3 Environnement à l'aval du barrage**

#### **3.1.3.1 Topographie**

En aval du barrage, le relief est fortement marqué sur les 3 premiers kilomètres environ jusqu'au droit des hameaux de Falzou et Kergréac'h, avec une dénivellation maximale de 100 m environ en rive gauche et de 40 m en rive droite entre les collines et l'Elorn.

La topographie s'adoucit plus en aval avant de s'accentuer de nouveau entre les points kilométriques 10 et 17 en amont de Landivisiau, avec une dénivellation maximale de 70 m environ et des pentes maximales de 50 % en rive gauche au droit de Pernaman.

En aval de Landivisiau et jusqu'à Landerneau, le relief reste fortement marqué. Les versants présentent une dénivellation de 60 m environ avec l'Elorn avec des pentes pouvant atteindre 40 % environ.



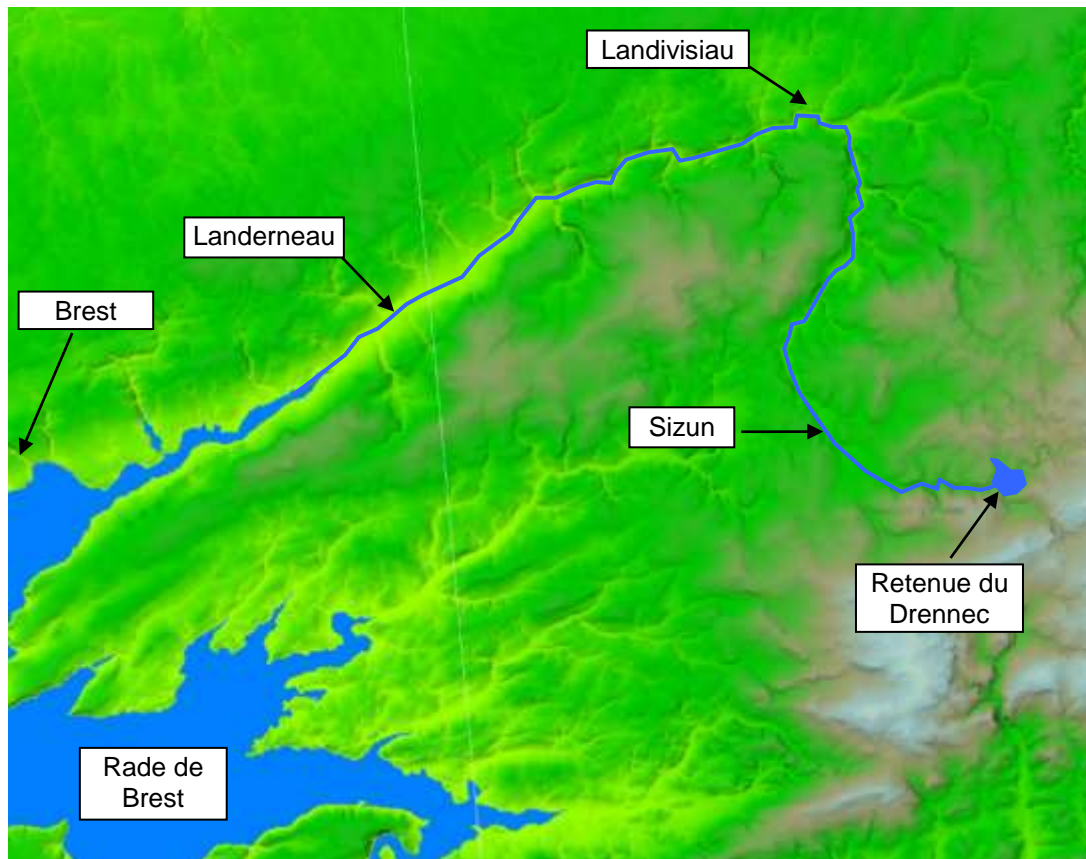


Figure 3-7: Relief de la Vallée de l'Elorn (Géoportail)

### 3.1.3.2 Ouvrages hydrauliques situés à l'aval

Aucun ouvrage hydraulique n'est situé à l'aval du barrage.

### 3.1.3.3 Habitations, activités et infrastructures diverses situées à l'aval du barrage

La figure suivante représente l'occupation des sols de la zone située à l'aval du barrage jusqu'à Landerneau situé à environ 40 km du barrage. L'occupation des sols sur la vallée de l'Elorn à l'aval du barrage est dominée par la présence de prairies et zones agricoles.

Les principales zones urbaines traversées par l'Elorn à l'aval du barrage sont les villes de Sizun, Landdivisiau, La Roche Maurice et Landerneau. Au-delà, l'Elorn s'élargit avant de rejoindre la rade de Brest à environ 12 km en aval, au droit du pont de la N165.

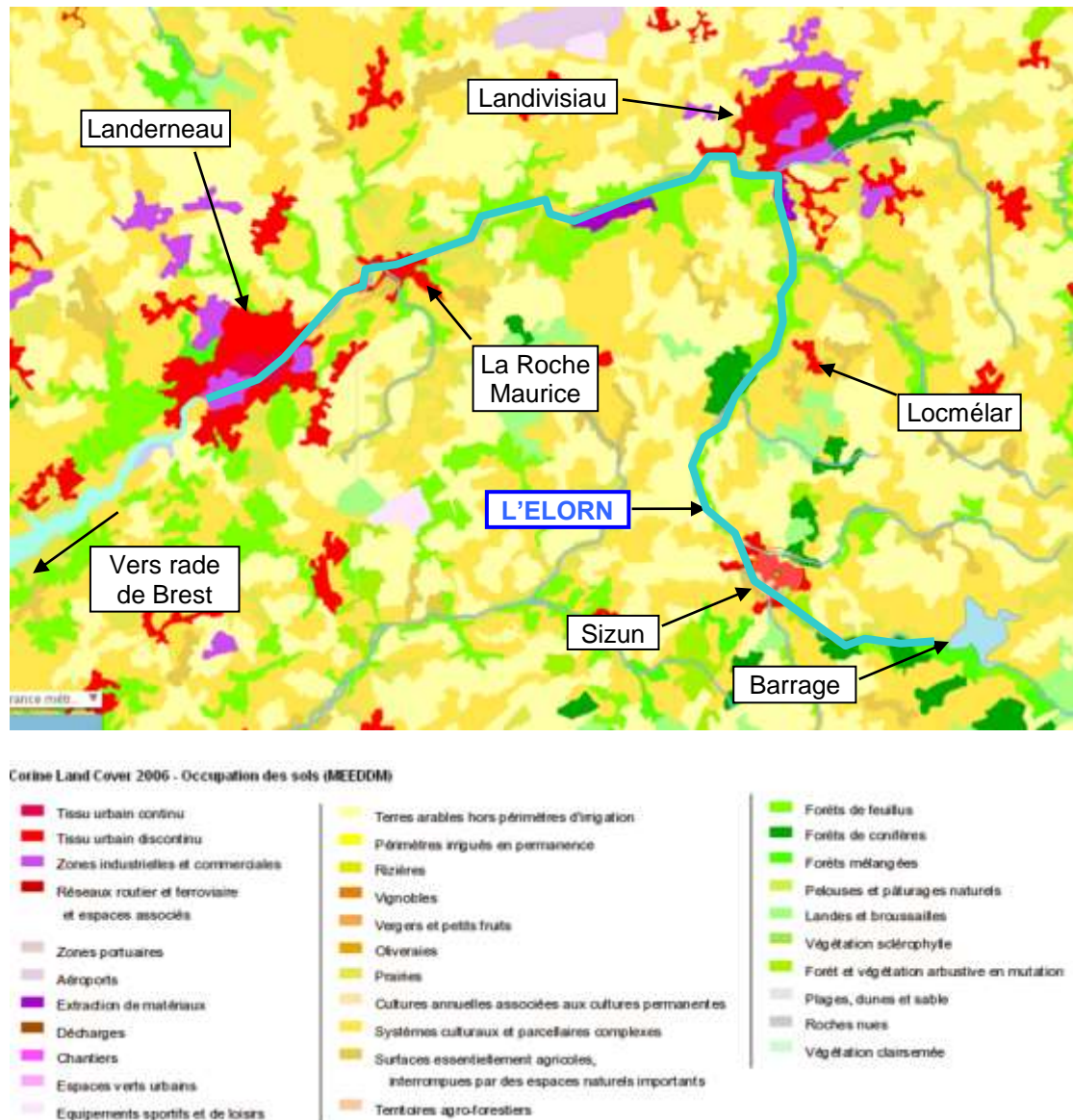


Figure 3-8: Occupation des sols et hydrographie en aval du barrage (Corine Land Cover 2006)

### A- Habitations situées à l'aval du barrage

La zone de proximité immédiate (ou zone à cinétique rapide) est peu urbanisée.

Les principales zones d'habitations situées à l'aval sont les suivantes :

- à 5 km, Sizun
- à 18 km, Landivisiau
- à 28 km, La Roche Maurice

- à 33 km, Landerneau

## B- Zones d'activité situées à l'aval du barrage

Les zones d'activité situées à proximité de l'Elorn à l'aval du barrage sont des piscicultures et la carrière de matériaux de Kerfaven. Des stations de pompage et de traitement d'eau sont également rencontrées à proximité de l'Elorn sur Landivisiau et La Roche Maurice.

Un camping de 29 emplacements est rencontré sur la commune de Sizun.

## C- Infrastructures diverses situées à l'aval du barrage

Diverses routes sont situées en aval immédiat du barrage jusqu'à Landerneau : D18a, D18, D30.

L'Elorn passe sous la voie ferrée Paris-Brest au droit de Landivisiau.

## D- Estimation du nombre de personnes potentiellement impactées

Le tableau suivant, établi sur la base du périmètre de la zone potentiellement submergée en cas de rupture du barrage du Drennec, présente la population et la densité de population pour les principales communes situées à l'aval de la retenue jusqu'à la rade de Brest.

Le tableau des communes et des populations potentiellement submergées sur l'ensemble de la zone d'inondation est présenté au paragraphe 8.4.

Commune	Population	Densité (hab. / km²)
Sizun	2 216	38
Landivisiau	8 964	472
La Roche Maurice	1 892	157
Landerneau	14 999	1 137

Tableau 3-3: Population des principales zones habitées en aval (recensement légal 2009, INSEE)

La vallée en aval du barrage est faiblement urbanisée en zone de proximité immédiate (ou zone à cinétique rapide), étendue sur 5 km à l'aval du barrage et devient moyennement urbanisée à partir de la ville de Landivisiau située à 19 km en aval du barrage. La ville la plus proche située à l'aval du barrage est Sizun (PK 6).



## 3.2 Analyse fonctionnelle interne – Description des ouvrages

Le barrage du Drennec est un barrage en remblai à noyau central, équipé d'une paroi d'étanchéité au coulis. L'étanchéité en fondation est assurée par une clé d'étanchéité et un voile d'injections.

Les ouvrages d'évacuation des crues et de vidange sont regroupés en un ouvrage unique en béton armé qui traverse le corps du barrage de l'amont vers l'aval.

L'évacuateur de crues est un déversoir circulaire de type tour tulipe de 8,6 m de diamètre en crête du seuil, arasé à la cote 155 mNGF. Il peut transiter un débit de 80 m<sup>3</sup>/s sous une charge de 1,4 m d'eau.

Une galerie permet de faire transiter les débits de crue et les débits de vidange à travers le barrage. Sa section est de 5 m en largeur et de 6,5 m en hauteur. Elle est divisée en 3 parties : deux sections inférieures servant à l'écoulement des débits et une partie supérieure supportant la conduite de prise d'eau.

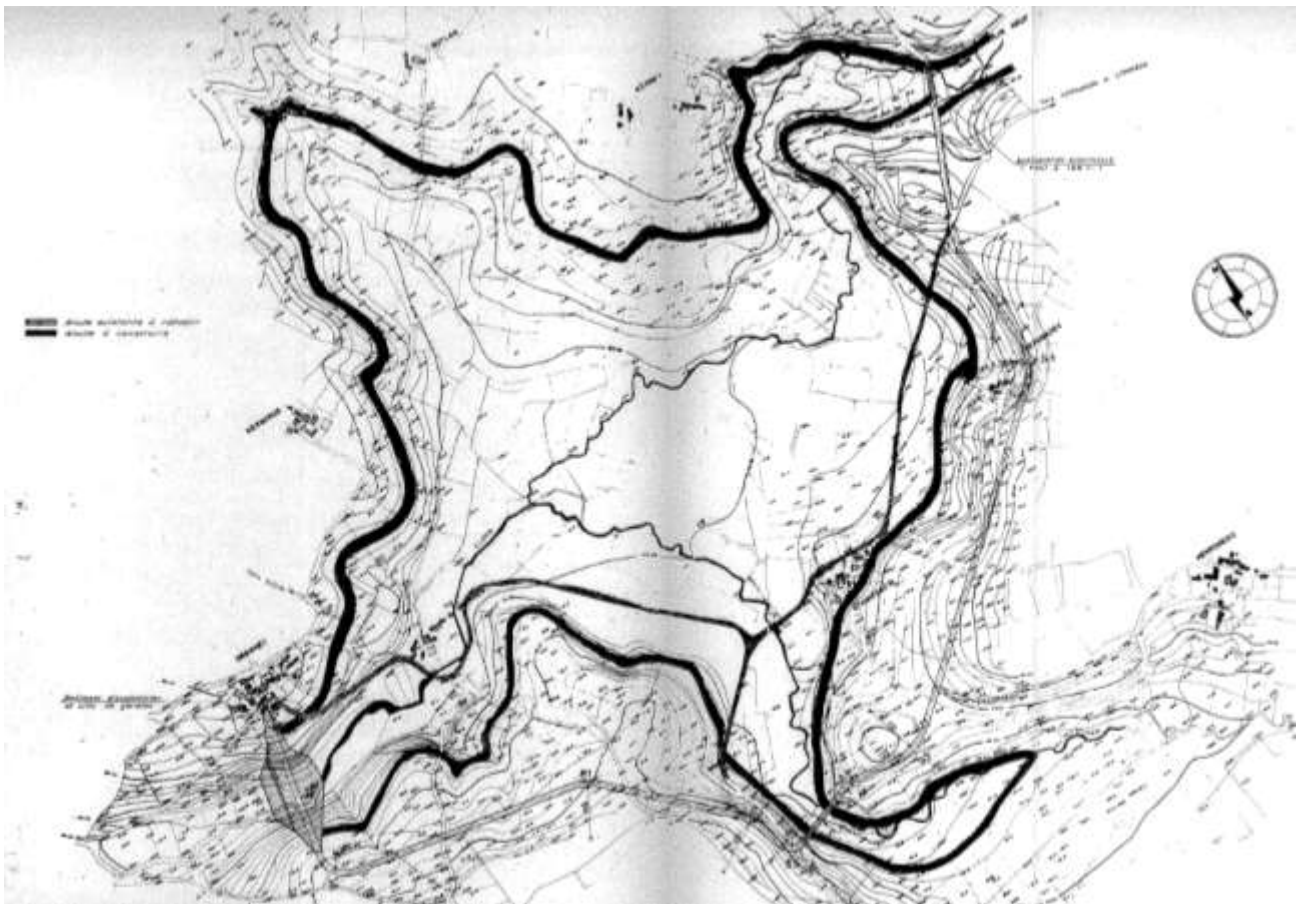


Figure 3-9: Vue générale de l'aménagement (sce : EPTB Elorn)

L'édification du barrage de 25 m de hauteur maximale, dont le couronnement est arasé à la cote 158 mNGF, permet de créer un réservoir de 109 ha de superficie et de 8,6 Mm<sup>3</sup> de capacité, pour un niveau de retenue normale à 155 mNGF et, compte tenu du débit de la crue maximale et des caractéristiques de l'évacuateur, un niveau des plus hautes eaux de 156,5 mNGF pour un volume de 10,3 Mm<sup>3</sup>.

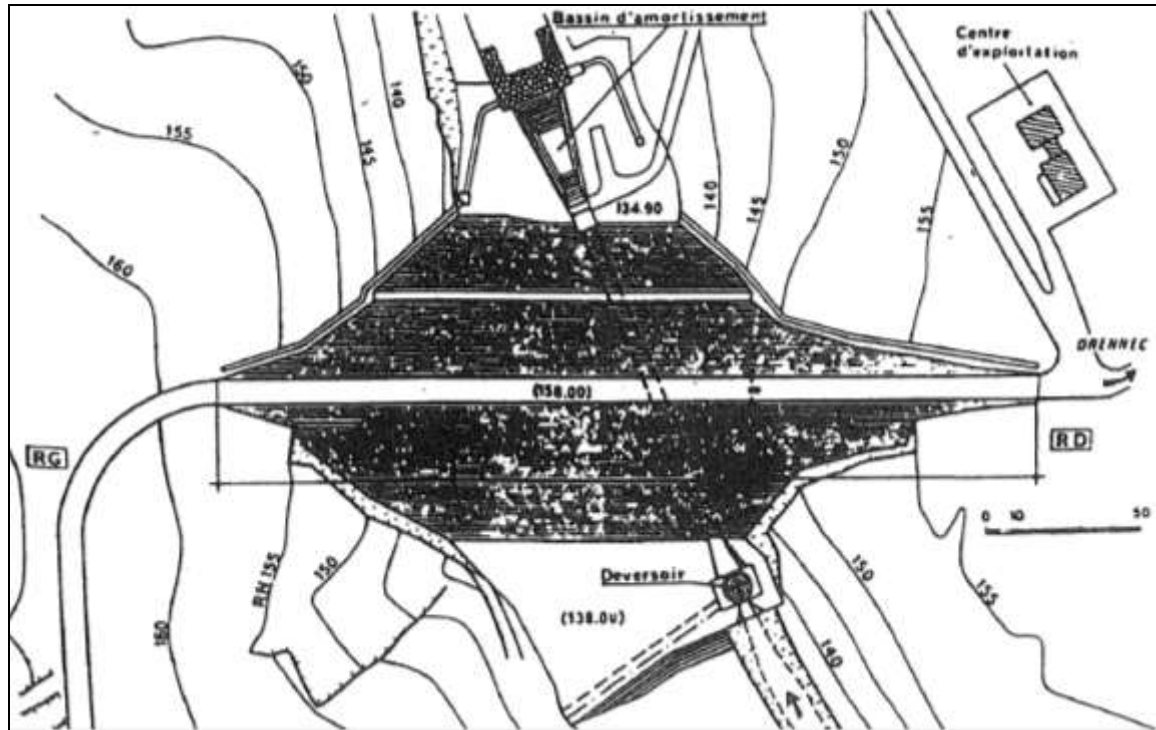


Figure 3-10: Vue en plan du barrage (sce: EPTB Elorn)

## 3.2.1 Fondations du barrage

### 3.2.1.1 Description géologique de surface

D'après les études géologiques conduites dans le cadre de la définition du projet du barrage (1977), le substratum du site est essentiellement constitué par le granite de Commana, représenté en surface par des blocs, peu nombreux.

Les terrains de recouvrement sont constitués des formations suivantes :

- chaos de granite : trois zones de chaos de granite subaffleurants ou plus ou moins recouverts d'une couche de terre ont été repérées, notamment au centre de la rive droite ;
- gore et arène : le reste des deux versants de la vallée est recouvert par une altération en gore et arène (matériaux sablo-argileux) ;

- remplissage alluvial : le fond de la vallée (lit mineur de l'Elorn) est constitué de sable à galets de quartz ou de grès.

### **3.2.1.2 Fondations du barrage**

La connaissance de la nature des matériaux de fondation du barrage est basée sur quatre campagnes d'investigations, qui ont été menées entre 1971 et 1977 :

- Campagne 1971 :
  - géophysique : 5 profils en travers de la vallée et un profil amont/aval en RG
  - sondages : 3 sondages carottés et essais Lugeon
- Campagne 1972 :
  - Géophysique : méthode sismobloc CPGF
- Campagne 1975 :
  - 11 sondages avec essais Lugeon
  - Fouilles à la pelle
- Campagne 1977 :
  - 6 sondages avec essais Lugeon
  - 7 sondages de reconnaissances
  - réalisation d'un plot d'essai d'injection

Les résultats font apparaître le découpage lithologique suivant au droit du barrage :

- terre végétale sur les versants, d'épaisseur moyenne 1 m,
- alluvions dans la vallée sur environ 3 m d'épaisseur,
- granite très altéré sur environ 3 m,
- granite sain mais fissuré jusqu'à 19 m de profondeur,
- granite sain peu ou pas fissuré en-dessous.

La figure ci-après représente une coupe de la vallée au droit de l'axe du barrage.

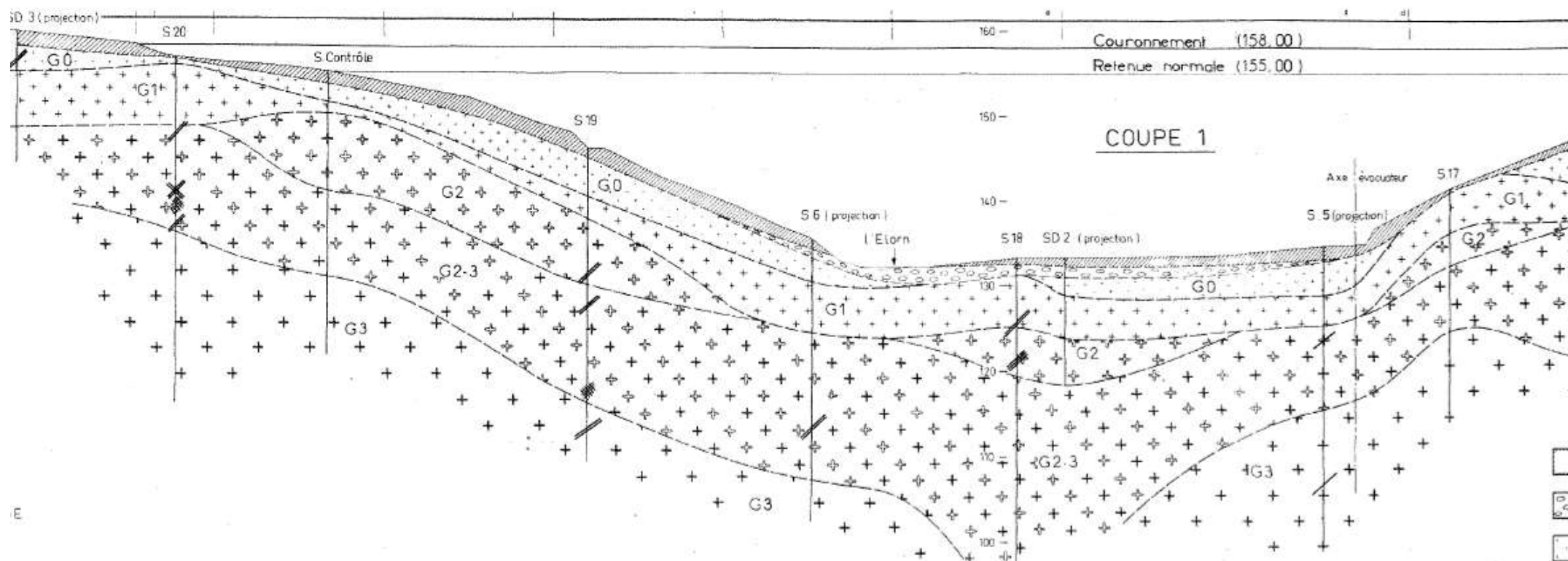


Figure 3-11: Coupe géologique au droit de la crête du barrage-1 (sce: Dossier définitif – Dossier principal – A-Documents généraux, A4-Études géologiques, EPTB Elorn)

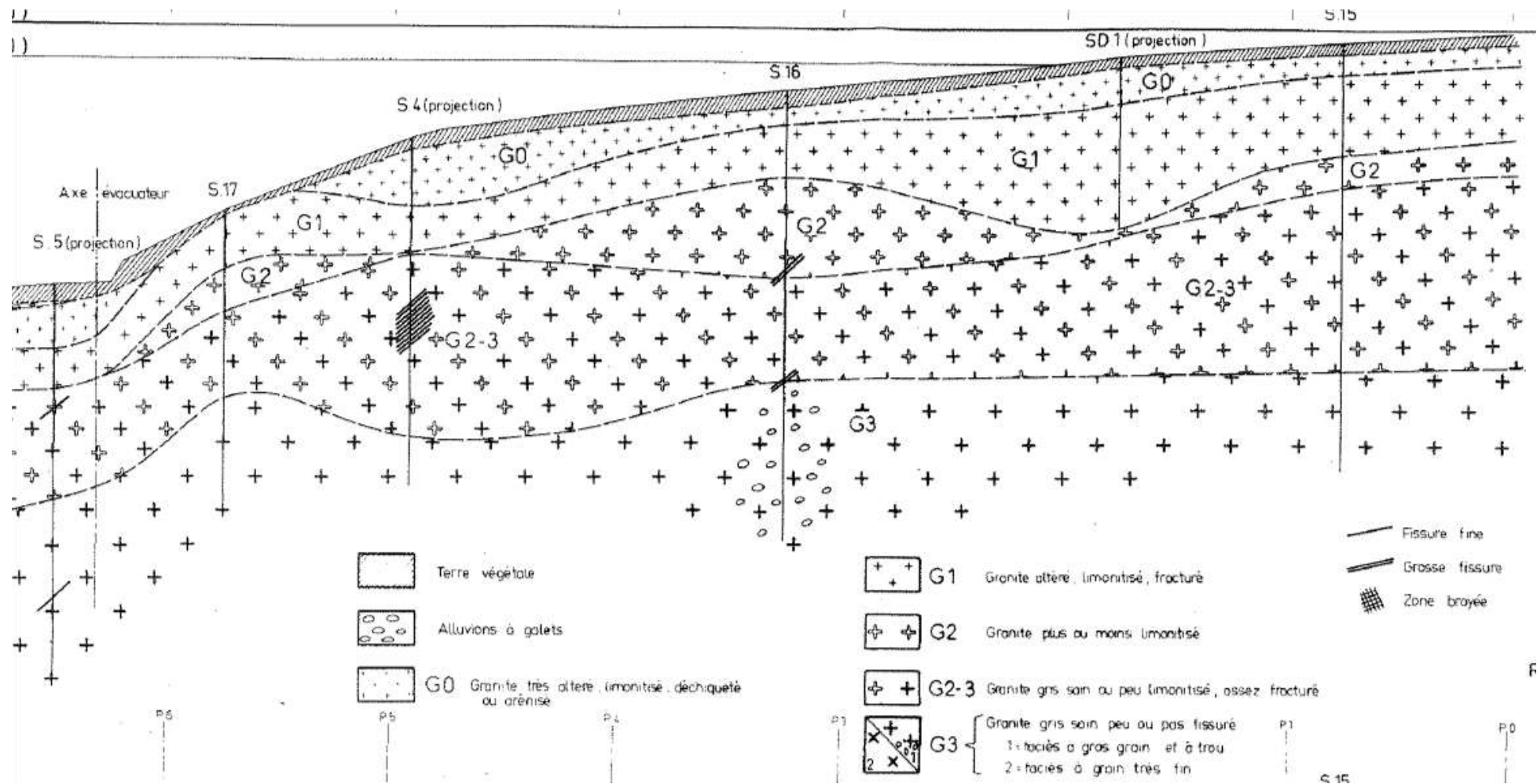


Figure 3-12: Coupe géologique au droit de la crête du barrage-2 (sce: Dossier définitif – Dossier principal – A-Documents généraux, A4-Études géologiques, EPTB Elorn)

## A- Décapage général

Les terrains superficiels ont été décapés sur une profondeur variant entre 1,3 m (RD) et 6 m (RG). Cette opération a consisté à extraire les couches de terre végétale et d'alluvions, ainsi que la portion arénisée de la couche de granite très altéré (identifié G0 sur la figure ci-dessus).

## B- Fouilles de la bêche d'ancrage

Les fouilles nécessaires à la construction de la bêche ont atteint une profondeur moyenne de 3 m sous le niveau de décapage général. Elles ont été réalisées en terrain meuble (G0), cohérent (G1) et dur (G2).

### 3.2.2 Corps du barrage

Le barrage est constitué d'un remblai en matériaux d'altération du granite, équipé d'un noyau central et d'une paroi d'étanchéité au coulis.

Le talus amont présente un fruit de 2,2H/1V. Le talus aval présente un fruit de 2H/1V et comporte une risberme de 2 m de large à la cote 146 mNGF.

La cote de la crête du barrage a été calée de façon à assurer une revanche de 3 m au-dessus de la retenue normale. Une légère contre-flèche a été appliquée en partie centrale afin de compenser les tassements.

Les caractéristiques principales du barrage sont synthétisées ci-dessous :

- **Nature** : remblai zoné en matériaux d'altération du granite avec paroi moulée en partie centrale
- **Terrain de fondation** : granite altéré
- **Hauteur au-dessus du terrain naturel** : 25 m
- **Longueur en crête** : 270 m
- **Largeur en crête** : 8 m
- **Largeur maximale au niveau du terrain naturel** : 115 m
- **Fruit du parement amont** : 2,2H/1V
- **Fruit du parement aval** : 2H/1V
- **Cote crête du barrage** : 158 mNGF
- **Cote crête du déversoir** : 155 mNGF
- **Volume du corps du barrage** : 240 000 m<sup>3</sup>

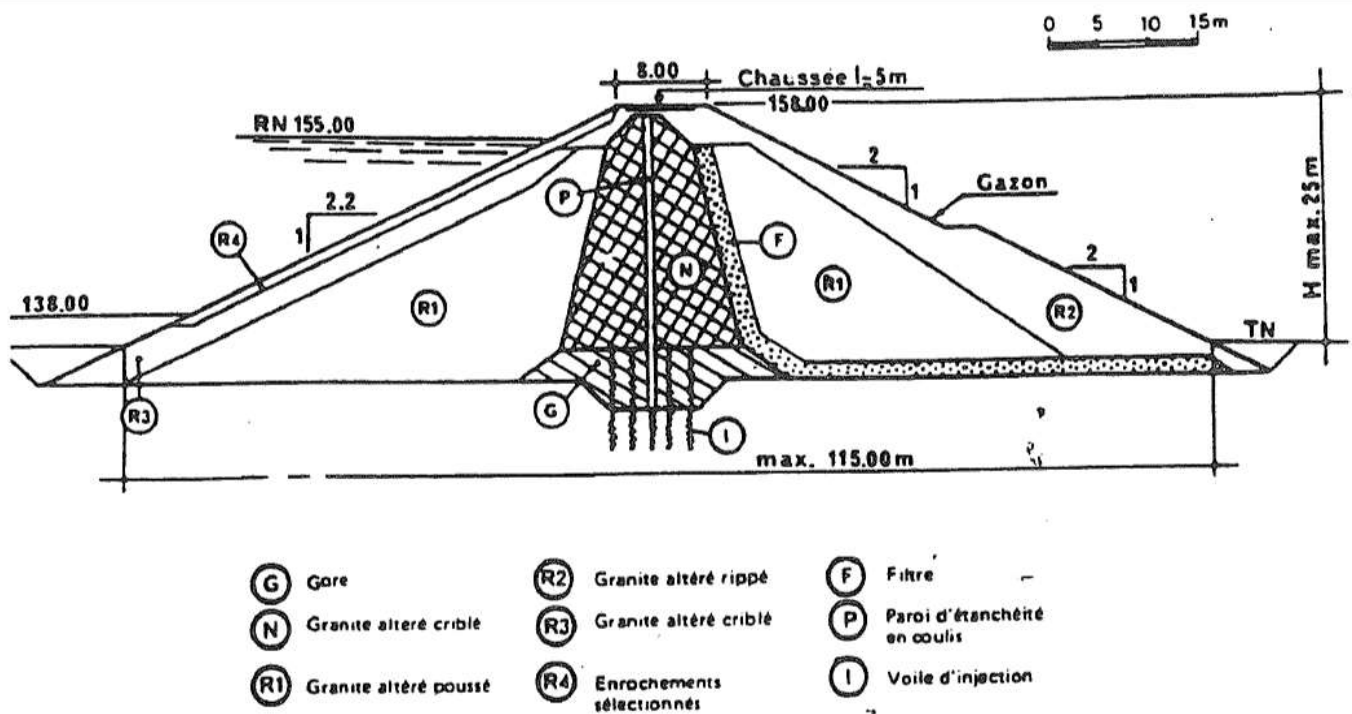


Figure 3-13 : Coupe type du corps du barrage (sce : EPTB Elorn)

### 3.2.2.1 Protection du parement amont

La protection antibatillage du parement amont est constituée entre les cotes 137 mNGF et 158 mNGF d'une couche d'enrochements de 1 m d'épaisseur reposant sur un géotextile filtrant. En-dessous de la cote 137 mNGF, la protection est assurée par le remblai disposé entre le batardeau de chantier et le barrage.

### 3.2.2.2 Protection du parement aval

Le parement aval est recouvert d'une couche de terre végétale de 30 cm d'épaisseur sur toute sa hauteur.

### 3.2.2.3 Couronnement

La largeur totale du couronnement du barrage est de 8 m. Le couronnement supporte une chaussée de 5 m de large. La chaussée est complétée par deux accotements de 1,5 m de large équipés de glissières de sécurité. Une pente transversale de 2% est appliquée sur la crête afin d'assurer l'écoulement des eaux pluviales.

### 3.2.2.4 Étanchéité

L'étanchéité du corps du barrage est assurée par une paroi moulée forée par panneaux alternés au droit de la crête dans l'axe du noyau, constitué de granite altéré criblé (perméabilité  $5.10^{-7}$  m/s) permettant d'assurer un forage aisé de la paroi ainsi que la transition entre celle-ci et les recharges. La paroi est arasée à la cote 157 mNGF et descendue au fond d'une bêche d'ancrage en gore (matériaux d'altération du granite, de type sables-argileux) de 3 m de profondeur sous le terrain naturel et surmontée d'un merlon de 3 m de hauteur. Celle-ci permet d'améliorer l'étanchéité au contact remblai / fondation.

La composition du coulis autoturcissable employé, à base de ciment et de bentonite, est la suivante (pour  $1\text{m}^3$ ) :

- eau : 940 L
- bentonite : 37,5 kg
- ciment CLK 45 : 135 kg

La densité moyenne est de 1,128.

En fondation, l'étanchéité est renforcée par un voile d'injections à l'aplomb de la bêche. Ce voile est constitué de sept lignes de forages sous le barrage et de trois lignes au-delà de son emprise, injectées par du coulis de ciment. Leur profondeur moyenne est de 35 m et vise à recouper les horizons de granite altéré et fracturé en faisant la liaison avec l'horizon de granite sain et très peu perméable.

Les forages ont été réalisés à partir du merlon pour la partie située en fond de vallée et à partir du fond de fouilles de la bêche au-delà de la cote 145,5 mNGF. Les forages réalisés au large l'ont été depuis le terrain naturel.

La continuité de l'étanchéité entre la paroi moulée et le voile d'injections est assurée par la bêche (clé), dans laquelle ont été ajoutés 5% en poids de bentonite dans la zone la plus sollicitée hydrauliquement (fond de vallée). La bêche présente une faible perméabilité ( $3.10^{-8}$  m/s).

### 3.2.2.5 Drains et filtres

#### A- Fondation

La fondation est drainée par un tapis drainant situé sous la recharge aval, permettant de limiter les sous-pressions au contact barrage/fondation.

Il est constitué des éléments suivants :



- en partie inférieure : une couche de 50 cm en sable lavé présentant la granulométrie suivante (d'après compte-rendu de chantier n°31 du 22.10.1980) :
  - sable 0/4 : 50 %
  - gravier 4/10 : 30 %
  - gravier 10/14 : 20 %

Les perméabilités obtenues sur deux échantillons ont été de  $6,4.10^{-5}$  m/s et de  $13,1.10^{-5}$  m/s.

- en partie intermédiaire : une couche drainante de 70 cm en gravillons 3/6 mm ;
- en partie supérieure : un géotextile à 400 g/m<sup>2</sup> type Bidim 44.

Le géotextile est protégé en partie supérieure par une couche de 20 cm de matériaux fins (gore).

Son efficacité est renforcée par 19 puits de décompression de 10 m de profondeur et de 100 mm de diamètre et équipés de tubes de 50 mm de diamètre enrobés d'un filtre en graviers. Ils sont disposés selon deux lignes parallèles au couronnement, situées à 30 m et 40 m à l'aval du voile. Ils permettent d'intercepter les écoulements générateurs de pressions interstitielles.

Deux drains inclinés ont également été forés dans chaque versant.

## **B- Corps du barrage**

Le corps du barrage est équipé d'un filtre subvertical disposé entre le noyau et la recharge aval afin d'éviter la migration d'éléments fins du noyau en cas de défaillance de la paroi moulée et de permettre le drainage des percolations non interceptées par le dispositif d'étanchéité. Il se raccorde en pied aval du noyau au tapis drainant cité au paragraphe précédent.

Le filtre subvertical est constitué de sable lavé présentant la granulométrie suivante (d'après compte-rendu de chantier n°32 du 05.11.1980) :

- sable 0/4 : 45 %
- gravier 4/10 : 35 %
- gravier 10/14 : 20 %

La perméabilité mesurée est de  $5.10^{-5}$  m/s.

Il a été réalisé par creusement d'une tranchée dans le remblai du barrage au fur et à mesure de l'avancement.

La hauteur de la tranchée en partie inférieure du barrage n'a pas dépassé 1 m afin de s'assurer du raccordement efficace du filtre avec le tapis drainant.

La figure suivante présente la coupe transversale du barrage au droit du raccordement des dispositifs de drainage/filtration vertical et horizontal :

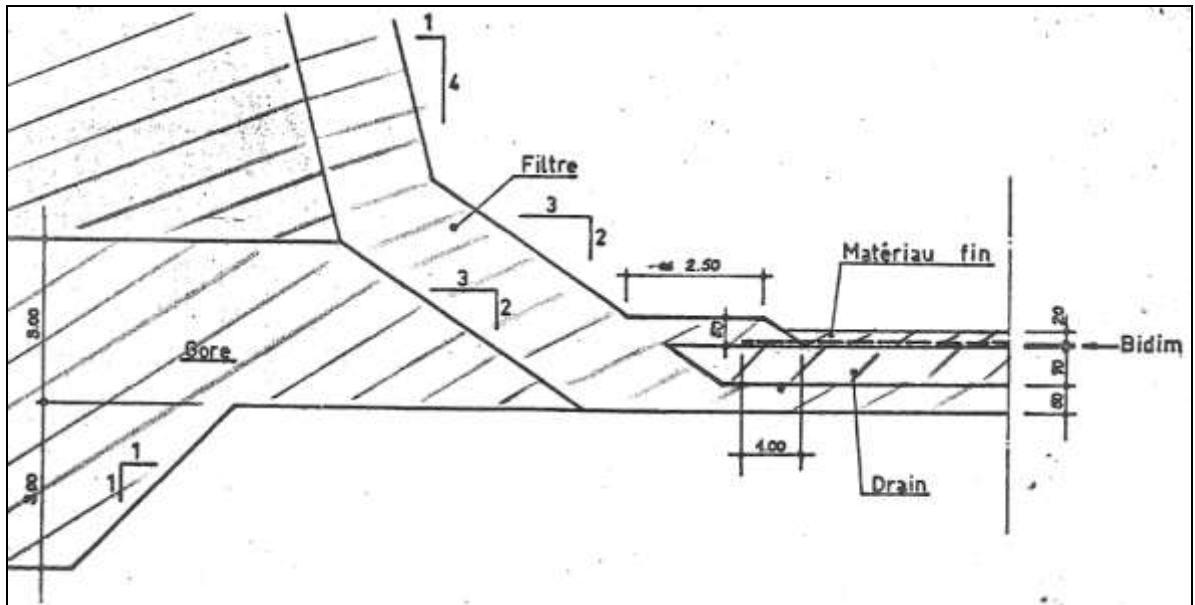


Figure 3-14: Détail du raccordement des drains (sce: Entreprise SGE-TPI, septembre 1980)

### 3.2.3 Dispositif de vidange de fond, de restitution et d'évacuation

Les dispositifs de prise, de vidange et d'évacuation des crues sont rassemblés dans un ouvrage unique implanté en rive droite de la retenue.

Cet ouvrage est constitué des parties suivantes :

- une tête amont supportant le puits de l'évacuateur et l'entonnement de prise et de vidange,
- un ouvrage de raccordement à la galerie,
- une galerie sous remblai,
- une tête aval abritant les organes de commande de la vanne de réglage (jet-creux),
- un bassin de dissipation d'énergie.

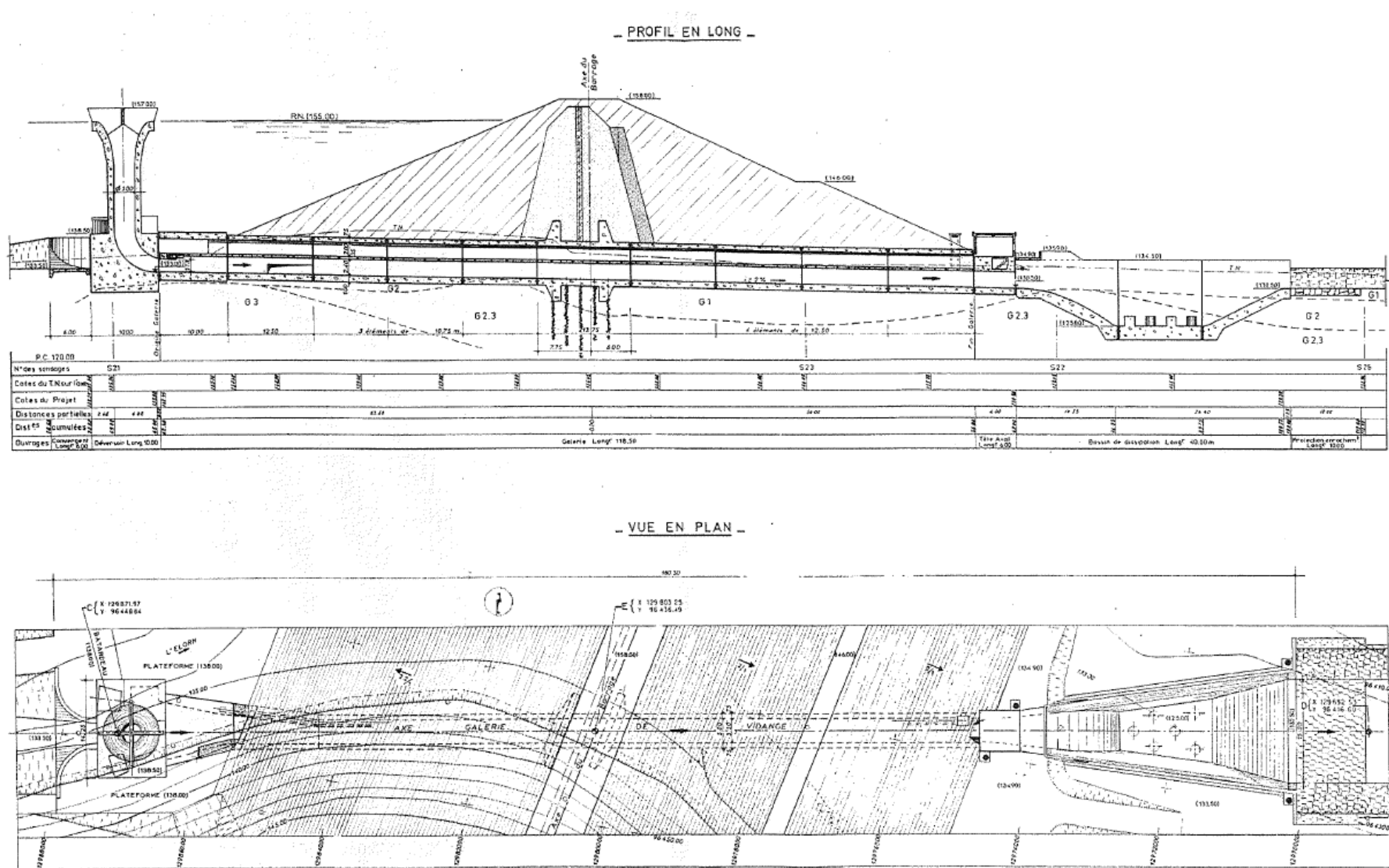


Figure 3-15: Coupe longitudinale et vue en plan du dispositif de prise, de vidange et d'évacuation (Dossier définitif, EPTB Elorn)

### 3.2.3.1 Ouvrages d'évacuation

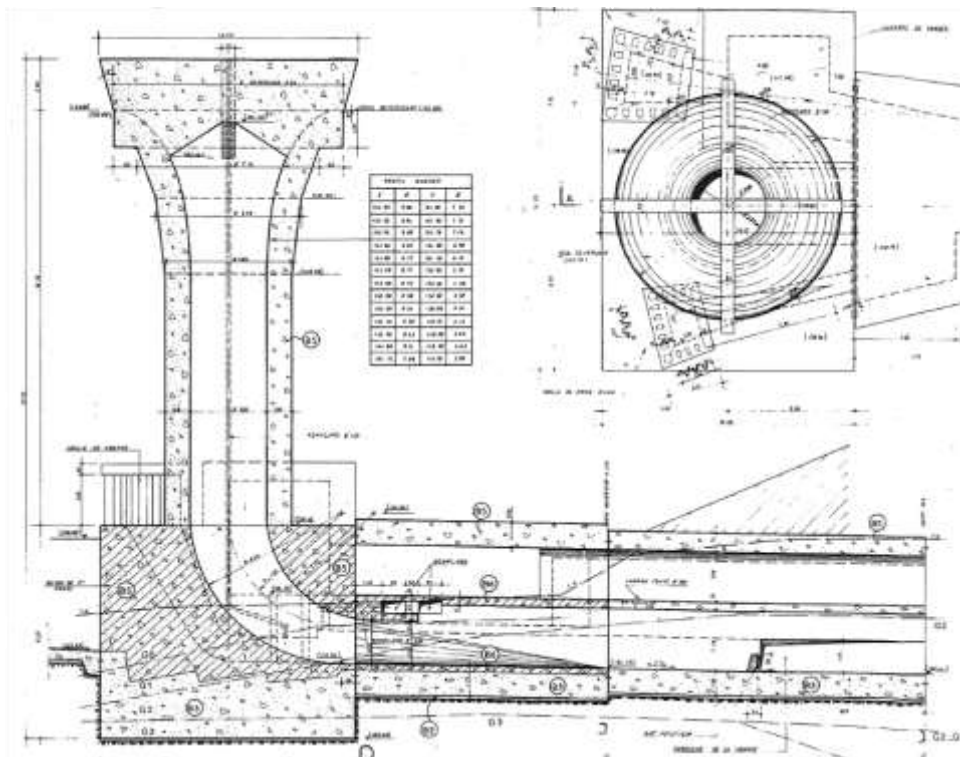
#### A- Tête amont

Les éléments présents sur la tête amont et faisant partie du dispositif d'évacuation sont les suivants :

- le déversoir circulaire de diamètre 8,6 m au sommet et arasé à la cote 155 mNGF. Il est divisé en quatre parties par un croisillon anti-vortex constitué de 4 murs verticaux d'épaisseur 50 cm arasés à 157 mNGF. Le profil du seuil déversant est de type Wagner. Il se raccorde à la section circulaire du puits à la cote 147 mNGF ;
- le puits, de diamètre intérieur 3 m sur sa section circulaire ;
- le coude de l'évacuateur constitué d'une portion de tore de 4,5 m de rayon et limitée sur sa partie supérieure par un cylindre de 4,25 m de rayon, constituant la section de contrôle de l'évacuateur.

La tête amont est fondée à 130 mNGF.

La tulipe a été dimensionnée sur la base d'un débit à évacuer de 80 m<sup>3</sup>/s sous la cote 156,45 mNGF.



## **B- Galerie**

La galerie permettant l'évacuation des eaux déversées constitue la partie inférieure de la galerie principale. Elle présente une pente longitudinale de 2% sur ses 124,5 m de longueur. Elle est constituée de 11 voussoirs, fondés sur le granite altéré type G1 (voir Figure 3-12).

La galerie présente une section trapézoïdale de largeur 3 m à la base, 3,5 m au sommet et 2,4 m de hauteur. Le radier présente une épaisseur de 1,25 m pour le premier voussoir (amont) et de 1 m sur les autres voussoirs. Les piedroits ont une épaisseur de 1 m à la base et de 0,75 m au sommet (parement extérieur vertical).

La galerie est équipée d'un bec déflecteur à l'amont immédiat de la jonction avec la galerie de vidange, permettant d'améliorer l'écoulement des eaux déversées.

La galerie a été dimensionnée sur la base d'un débit à évacuer de 90 m<sup>3</sup>/s.

## **C- Bassin de dissipation**

Le bassin de dissipation présente une longueur totale de 40 m et est divisé en trois parties, liées par des joints de construction. Sa forme en plan est trapézoïdale (petite base 4 m ; grande base 15 m), tout comme sa section transversale (fruits des bajoyers à 1H/4V).

La partie inférieure du bassin est équipée de 6 plots en béton de diamètre 1,5 m et de hauteur 1,5 m également, destinés à améliorer la dissipation d'énergie des eaux évacuées.

Le bassin de dissipation a été dimensionné sur la base d'un débit à dissiper de 90 m<sup>3</sup>/s.

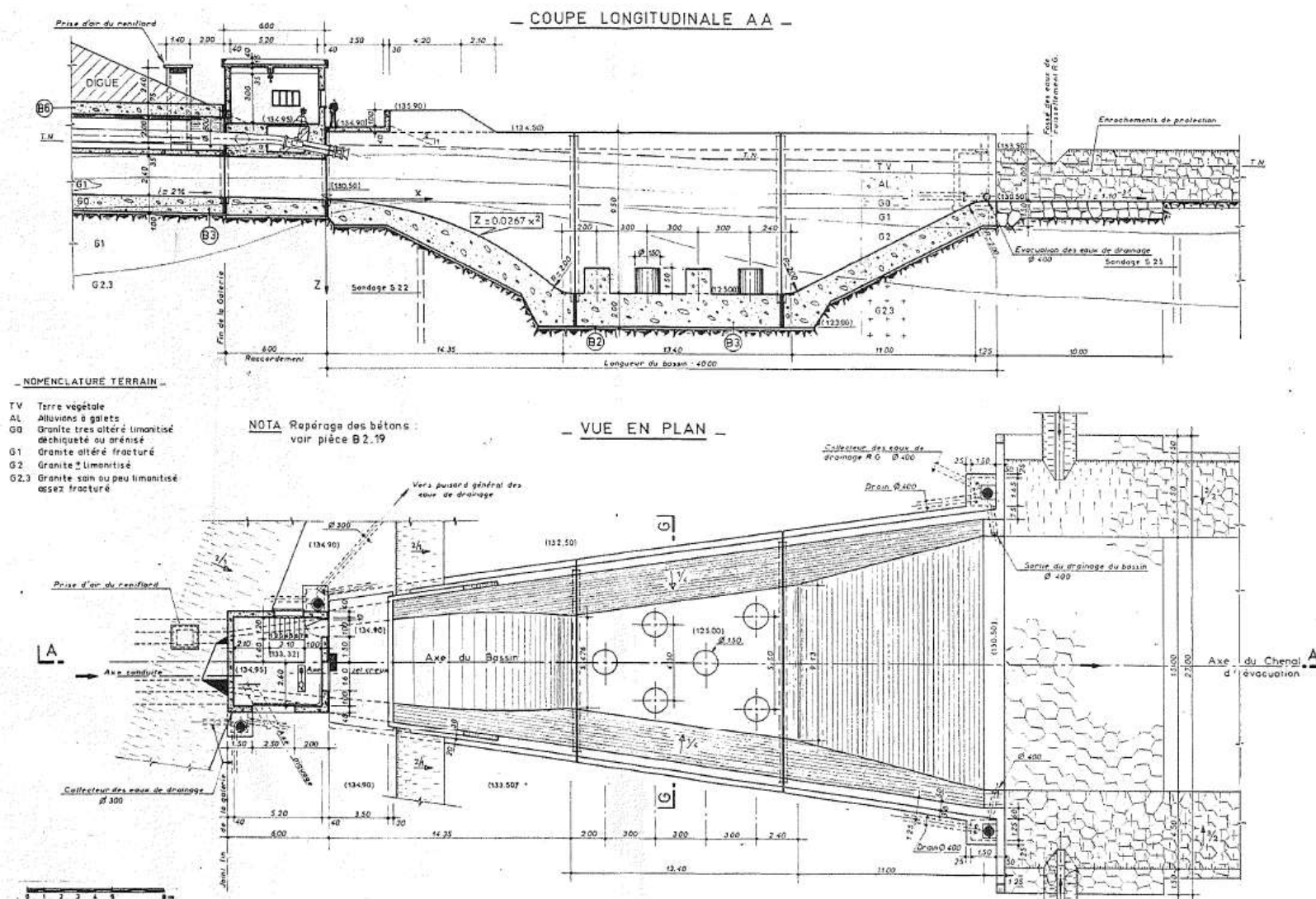


Figure 3-17: Coupe longitudinale et vue en plan du bassin de dissipation (Dossier définitif, EPTB Elorn)

## **D- Chenal de restitution**

La cote du radier à l'aval du bassin de dissipation étant inférieure à la cote du lit de l'Elorn, un chenal de restitution de 285 m de longueur a été créé entre le bassin et le lit naturel du cours d'eau. Il se termine par un ouvrage de chute (seuil) destiné à contrôler l'écoulement.

Le chenal présente les caractéristiques suivantes :

- longueur : 285 m
- largeur au plafond : 15 m
- berges inclinées à 3H/2V
- profondeur totale du chenal : 2,5 m
- pente longitudinale : 0,45 %
- protection des berges : enrochements 0,6 à 1m posés sur géotextile
- débit maximal à transiter : 90 m<sup>3</sup>/s.

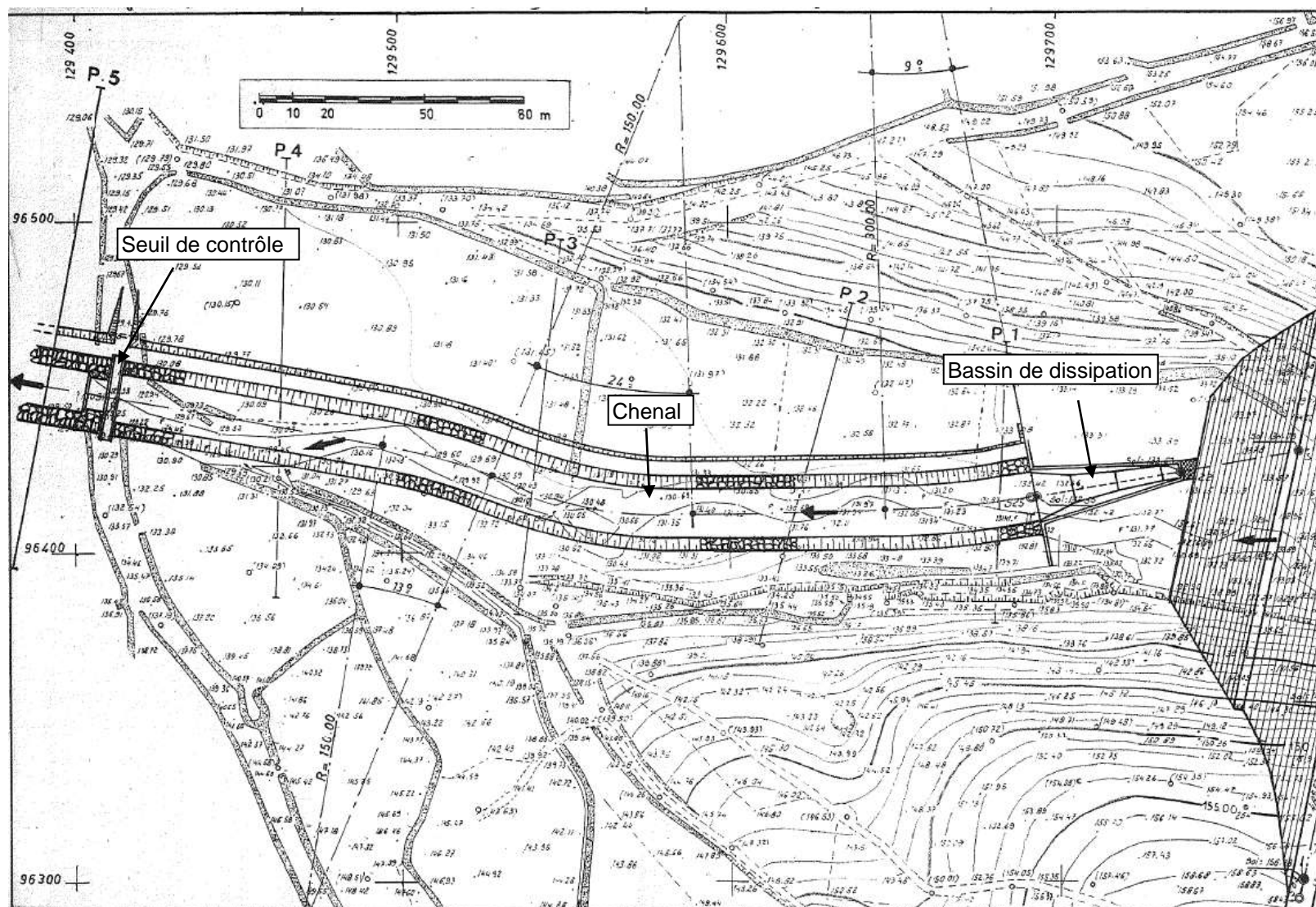


Figure 3-18: Vue en plan du chenal de restitution (Dossier définitif, EPTB Elorn)



### 3.2.3.2 Ouvrages de vidange

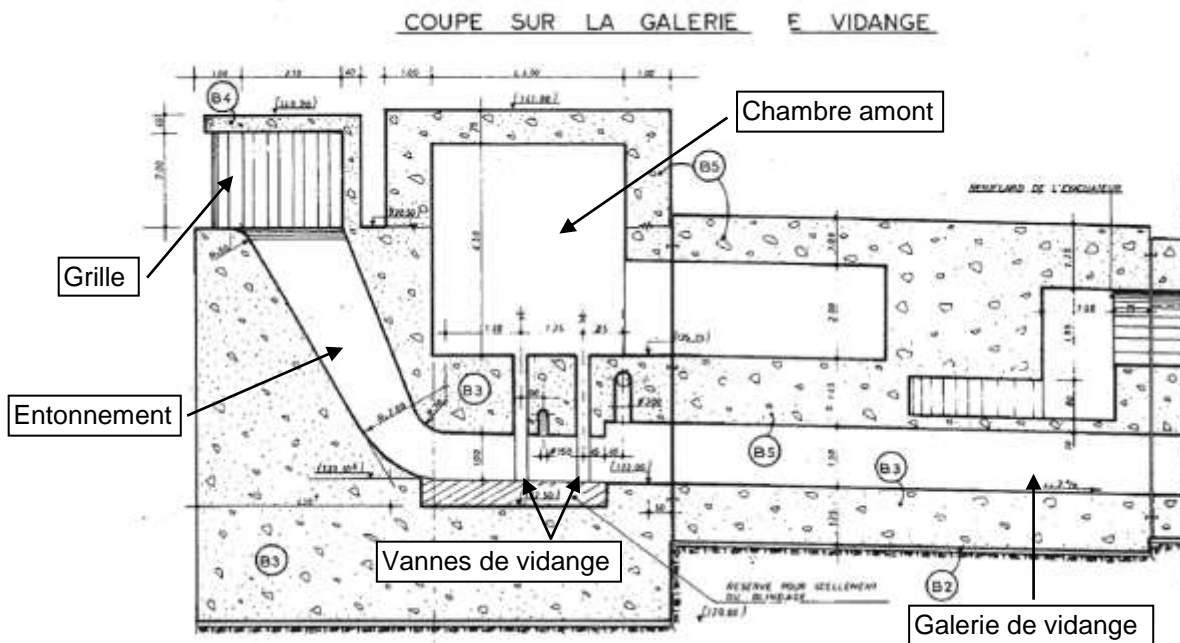
Le dispositif de vidange permet :

- de vidanger la totalité du volume utile en 9 jours ( $8,6 \text{ Mm}^3$ , entre les cotes 155 et 138,5 mNGF) ;
- de vidanger la moitié du volume utile en 4 jours ( $4,3 \text{ Mm}^3$ , entre les cotes 155 et 150,4 mNGF) ;
- d'abaisser de moitié la cote de retenue normale en 8 jours (abaissement de 155 à 143 mNGF, correspondant à la vidange de  $8,1 \text{ Mm}^3$ ).

#### A- Tête amont

Les éléments présents sur la tête amont et faisant partie du dispositif de vidange sont les suivants :

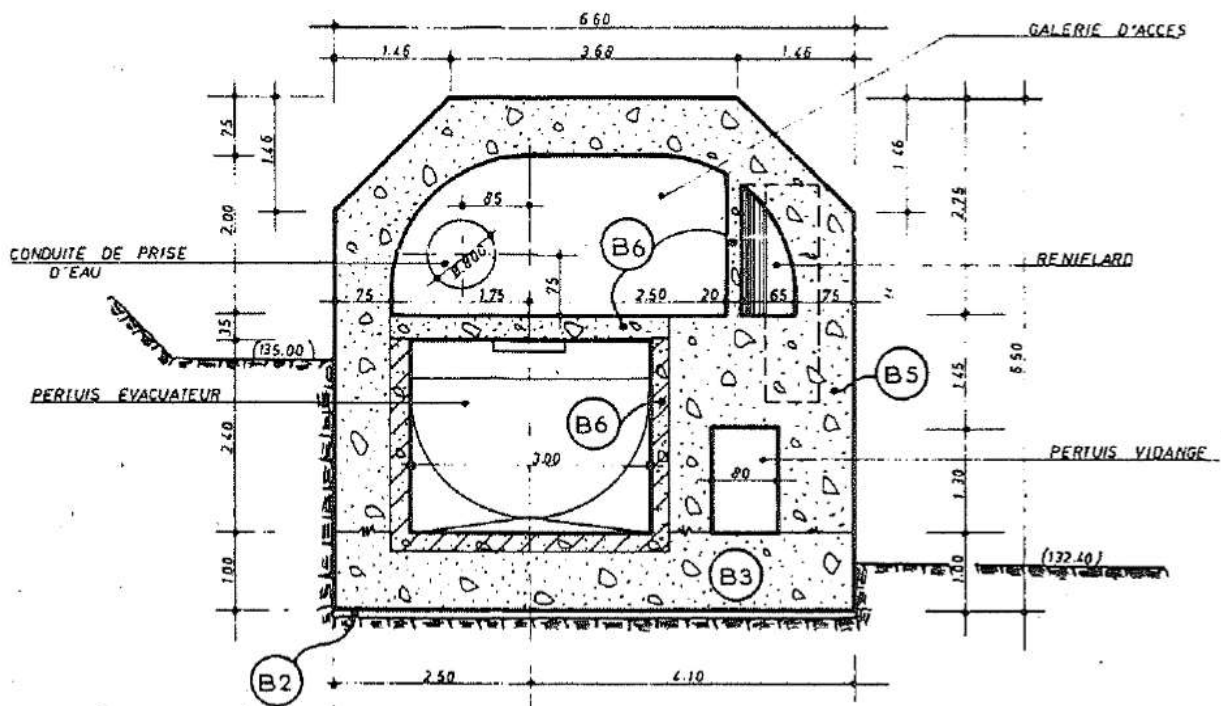
- une grille anti-embâcles calée à 138,5 mNGF, constituée de barreaux en béton de 22 cm de large et espacés de 55 cm ;
- un puits d'entonnement incliné de section rectangulaire raccordant la grille au puits des vannes, dont le radier est calé à 133 mNGF ;
- les vannes de vidange constituées d'une vanne de garde et d'une vanne de réglage, de section (lxh) de 0,8 m x 1 m. Un blindage protège le puits des vannes où la vitesse maximale de l'écoulement peut atteindre 16 m/s ;
- le dispositif de commande des vannes de vidange, en partie amont de la galerie supérieure ;
- un reniflard DN300 placé à l'aval de la vanne de réglage est raccordé au reniflard de l'évacuateur. Un second reniflard DN150 est placé à l'aval de la vanne de garde et débouche au sommet de la tulipe et permet la fermeture en charge de la vanne de garde en cas de défaillance de la vanne de réglage.



**Figure 3-19: Coupe longitudinale de la chambre amont et de la galerie de vidange amont  
(Dossier définitif, EPTB Elorn)**

### B- Galerie inférieure

Le pertuis des vannes de vidange débouche dans une galerie de section (lxh) 0,8m x 1,3m en partie amont (10 premiers mètres) présentant une pente longitudinale de 2 % vers l'aval. Elle se raccorde à la galerie de l'évacuateur sous un angle de 7,3°. La longueur de la galerie de vidange entre la vanne de vidange aval et la confluence avec la galerie principale de l'évacuateur est de 22 m environ. Le raccordement de la galerie à la section trapézoïdale de la galerie principale est réalisé par une transition de longueur 12 m.



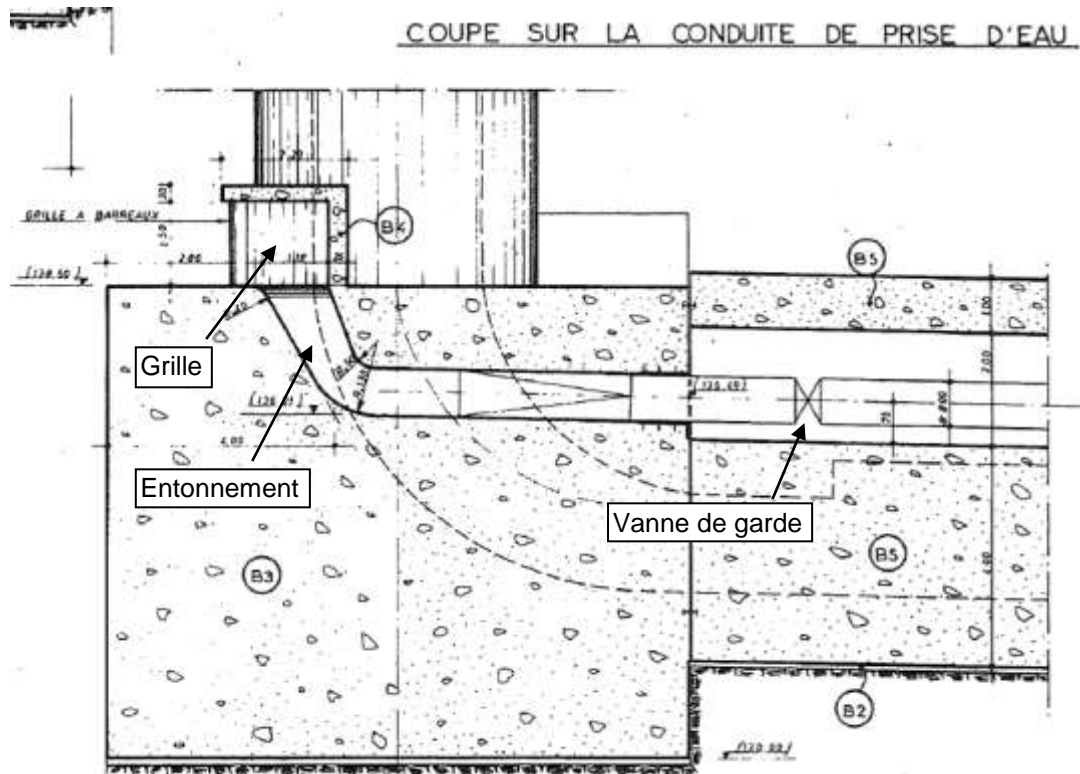
**Figure 3-20: Coupe transversale de la galerie en partie amont (Dossier définitif, EPTB Elorn)**

### 3.2.3.3 Ouvrages de prise

### A- Tête amont

Les éléments présents sur la tête amont et faisant partie du dispositif de prise sont les suivants :

- une grille anti-embâcles,
- un pertuis d’entonnement,
- une transition assurant le raccordement au départ de la conduite, par une manchette munie de collerettes d’étanchéité noyées dans le béton.



**Figure 3-21: Coupe longitudinale de la conduite de prise d'eau (Dossier définitif, EPTB Elorn)**

## B- Galerie

Le compartiment supérieur de la galerie abrite la conduite de prise en acier DN800 et permet l'accès à la tête aval où se trouvent les organes de commande de la vanne de garde et des vannes de vidange. Ce compartiment est lui-même divisé en deux sous-compartiments : une paroi longitudinale en parpaings isole la partie en rive gauche, constituant ainsi le reniflard de l'évacuateur.

Le passage libre entre cette paroi et la conduite est de (l x h) 1,25m x 2m.

Le débit maximal évacué par la conduite est de  $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

L'auscultation par ultrasons de la conduite en acier DN800 de 120 m de long réalisée en 2005 par la société APAVE a conduit à déterminer les épaisseurs suivantes de la conduite :

- 8 mm au niveau des trous d'homme
- 10 mm au niveau de la vanne de survitesse
- 6,5 mm pour les autres tronçons

Selon la conclusion de cet examen, aucune perte notable d'épaisseur n'a été décelée et le tuyau présente un état très satisfaisant.

### **C- Tête aval**

La conduite de prise se scinde en deux au niveau de la tête aval :

- un tronçon DN600 équipé d'une vanne à jet creux constituant la prise et assurant la restitution d'un débit maximal de  $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$  à l'Elorn ;
- un piquage DN800 côté rive droite destiné à alimenter la microcentrale et la pisciculture.

La vanne à jet creux est commandée depuis la dalle de la tête aval calée à la cote 134,95 mNGF. La superstructure de la tête aval présente une hauteur libre sous plafond de 3 m environ.

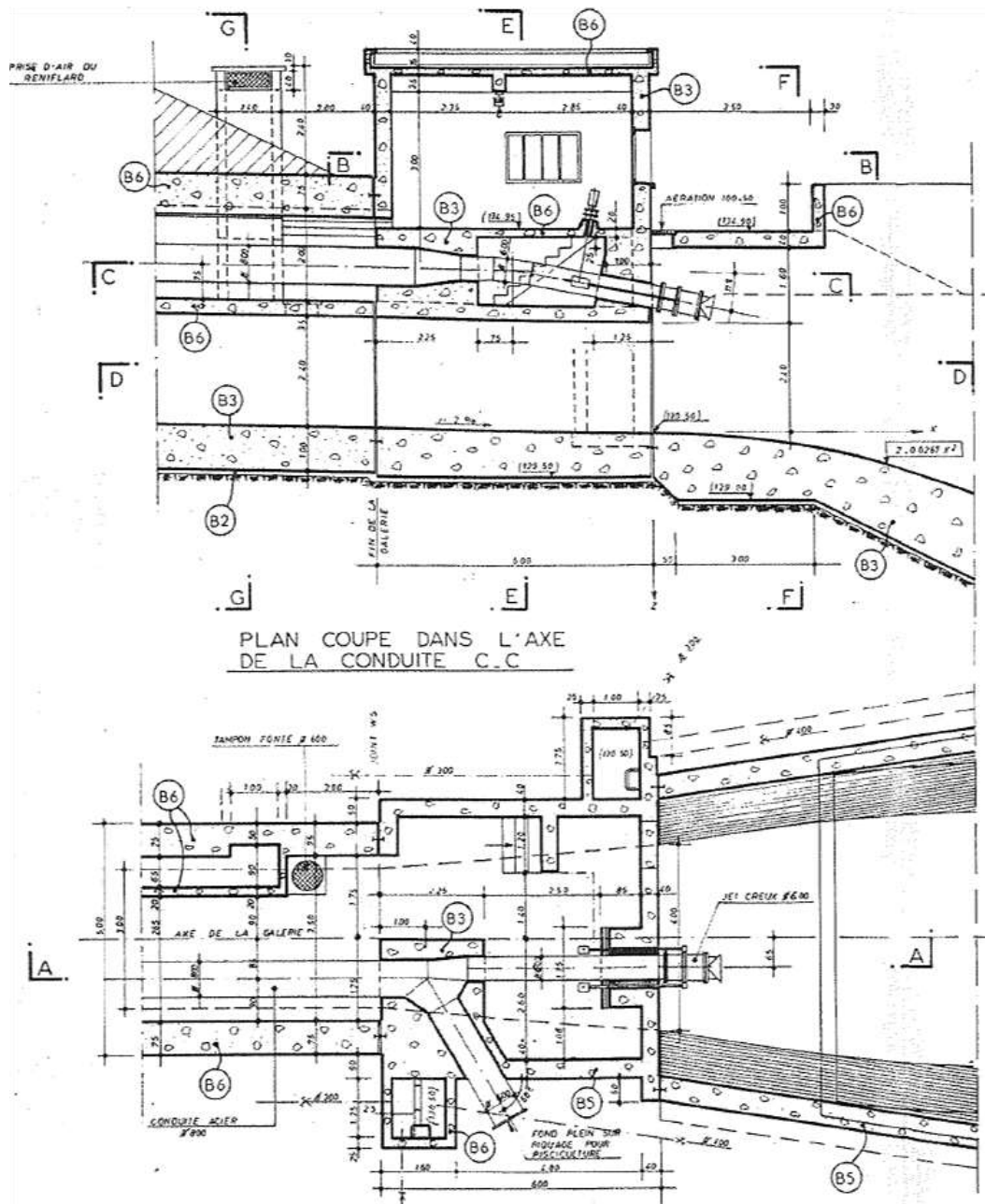


Figure 3-22: Coupe longitudinale et vue en plan de la tête aval (Dossier définitif, EPTB Elorn)

### 3.2.4 Vantellerie

#### 3.2.4.1 Vantellerie de prise

##### A- Garde

Système de garde : 1 vanne papillon DN800 à détection de survitesse et vérin hydraulique double effet. Fermeture par contrepoids sans apport d'énergie. Détection de survitesse par palette. Déclenchement manuel. Fonctionnement en tout ou rien. Ouverture après équilibrage des pressions par by-pass.

Dispositif d'alimentation :

- Alimentation principale : réseau BT du barrage (ERDF) pour groupe hydraulique.
- Alimentation de secours : oui (génératrice).
- Possibilité de manœuvre manuelle : ☒ Oui \* ☐ Non

\* déclenchement de la fermeture possible par actionnement manuel et réouverture par la pompe à main.

Contrôle commande :

- Vanne télégérée : ☒ Oui ☐ Non
- Report de positions\* : ☒ Oui (en local et à distance) ☐ Non
- Modes de gestion possibles : ☒ Manuel ☐ Automatique

\* fins de course uniquement.

Équipements auxiliaires :

- By-pass de remplissage de la conduite DN150 avec 2 vannes en série,
- Une vanne de garde double opercule à commande manuelle,
- Une vanne de réglage identique à la vanne de garde,
- Ventouse automatique pour purge d'air dans conduite lors du remplissage,
- Clapet d'entrée d'air dans conduite en cas de rupture aval,
- Une vidange DN40 de la conduite en amont vanne de garde papillon,
- Piquage en amont de vanne de garde papillon pour capteur de mesure de niveau,
- Joint de démontage auto-buté.

## B- Régulation

Système de régulation : 1 vanne de régulation à jet-creux DN600 manœuvrée par groupe motoréducteur et système d'entraînement par arbre, réducteur et vis sans fin. Manœuvrable en charge.

Dispositif d'alimentation :

- Alimentation principale : réseau BT du barrage (ERDF) pour groupe motoréducteur.
- Alimentation de secours : oui (génératrice).
- Possibilité de manœuvre manuelle : ☒ Oui (volant) ☐ Non

Contrôle commande :

- Vanne télégérée : ☒ Oui ☐ Non
- Report de positions\* : ☒ Oui (en local et à distance) ☐ Non
- Modes de gestion possibles : ☒ Manuel ☐ Automatique

\* fins de course uniquement.

Équipements auxiliaires :

- Une vidange DN150 de la conduite en amont vanne jet-creux.

### 3.2.4.2 Vantellerie de vidange

#### A- Garde

Système de garde : 1 vanne à glissement 1m x 0.8m à étanchéité aval manœuvrable en charge, actionnée par vérin hydraulique double effet alimenté par groupe hydraulique partagé avec la vanne de réglage. Deuxième groupe hydraulique en secours automatique.

Dispositif d'alimentation :

- Alimentation principale : réseau BT du barrage (ERDF) pour groupe hydraulique.
- Alimentation de secours : oui (génératrice).
- Possibilité de manœuvre manuelle : ☒ Oui (pompe à main) ☐ Non

Contrôle commande :



- Vanne télégérée : ☒ Oui ☐ Non
- Report de positions\* : ☒ Oui (en local et à distance) ☐ Non
- Modes de gestion possibles : ☒ Manuel ☐ Automatique

\* fins de course uniquement.

## B- Régulation

Idem vanne de garde. Peut être ouverte et fermée indifféremment en mode local et en mode télégéré à distance.

### 3.2.5 Télégestion et contrôle-commande

Le Maître d'ouvrage dispose depuis 2013 d'un nouveau système de transmission des alarmes et des paramètres concernant les équipements électriques et mécaniques du barrage : un automate de télégestion de type Sofrel S550 a été installé dans la maison du barrage en janvier 2013. Il dispose de deux modems de communication : une ligne téléphonique RTC et un module GSM.

Il permet de transmettre :

- Des alarmes :
  - baisse du débit dans la conduite (débitmètre)
  - baisse du débit dans la conduite (report local)
  - ouverture vanne de réglage
  - fermeture vanne de survitesse
  - inondation galerie
  - inondation fosse turbines
  - défaut turbine Francis
  - défaut picoturbines
  - arrêt de production picoturbines
  - défaut tension pompes secours PEIMA (pisciculture)
  - niveau haut bassin alimentation PEIMA
  - pompe 1 PEIMA en fonction
  - défaut pompe 1 PEIMA
  - pompe 2 PEIMA en fonction
  - défaut pompe 2 PEIMA

- Des états (positions des vannes, fonctionnement des turbines et génératrices, fonctionnement des pompes de secours de la pisciculture et autres)
- Des mesures :
  - Débit de la conduite de prise d'eau
  - Niveau du plan d'eau de la retenue

L'armoire de contrôle commande située dans la maison du barrage permet :

- L'affichage du report des signalisations de position des vannes et des défauts,
- La commande des vannes.

Le report est immédiat ou temporisé suivant les types de défauts (temporisation pour redémarrage turbine automatique en cas de microcoupure). Il est réalisé par SMS sur les téléphones portables des agents en astreinte (3 appels successifs sur 1er téléphone, puis sur l'autre).

Le local d'accès à la galerie n'est pas équipé d'alarme anti-intrusion.

### **3.2.6 Appareillage**

#### **3.2.6.1 Mesure de niveau du plan d'eau**

Capteur de mesure de pression piqué sur la conduite en amont de la vanne de garde.  
Précision : +/- 5cm. Mesure reportée sur automate.

#### **3.2.6.2 Mesure de débit dans conduite**

Débitmètre électromagnétique sur conduite Ø800. Mesure reportée sur automate de la microcentrale dans la chambre aval de la galerie.

### **3.2.7 Équipements électriques**

#### **3.2.7.1 Alimentation principale**

> Réseau basse tension depuis transformateur 250kVA. Poste de transformation desservi par ligne enterrée 20 kV.

> Tension réseau BT du barrage : 380 V 50Hz.

### 3.2.7.2 Alimentation de secours

L'exploitant dispose à la maison du barrage d'une génératrice de puissance 42 kVA (à 50 Hz), alimentée sur la prise de force du tracteur agricole de puissance 80 chevaux, propriété de l'exploitant également et garé au barrage. Ce dispositif permet d'alimenter l'ensemble des consommateurs électriques du site (notamment les dispositifs de contrôle-commande des vannes) en cas de coupure EDF. Le passage sur le réseau de secours est effectué par commutation manuelle d'un inverseur de source 63 A, implanté dans l'armoire électrique de la maison du barrage.

La maison du barrage est également équipée d'une batterie d'accumulateurs et de deux redresseurs pour l'alimentation en courant continu 127V des renvois de positions de vannes et de défauts, de l'éclairage de secours du barrage, et des mesures du débitmètre et de la sonde de niveau.



Figure 3-23: Plaque d'identification de la génératrice LINZ Electric 42 Hz

### 3.2.7.3 Équipements courants

- > Coffrets électriques des vannes,
- > Éclairage.

## 3.2.8 Dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation du barrage du Drennec comporte des mesures hydrauliques (débit de fuite, pressions interstitielles) et des mesures de déplacements (topographie, tassomètres).

### 3.2.8.1 Mesures hydrauliques

#### A- Piézométrie

Vingt piézomètres ouverts à lecture directe sont disposés sur trois lignes successives.

- 1<sup>ère</sup> ligne : noyau central du barrage, en aval de la paroi moulée (P30 à P33) ;
- 2<sup>ème</sup> ligne : à 28 m en aval de l'axe du barrage, dans les couches profondes sous la fondation de l'ouvrage (P23 à P27), sur la rive droite (P20 à P22) et sur la rive gauche (P28 et P29) ;
- 3<sup>ème</sup> ligne : à 48 m en aval de l'axe du barrage, sous la digue pour P11 à P14, P10 en rive droite et P15 en rive gauche.

Trois familles de piézomètres ont été distinguées dans l'interprétation des données en fonction des différents renseignements qu'ils fournissent.

La première famille, constituée des piézomètres P30 à P33 implantés dans le noyau central, reflète l'efficacité du voile d'étanchéité mis en place dans le corps de digue (paroi moulée) et en fondation (voile d'injections).

La deuxième famille, qui comprend les piézomètres P23 à P27 et P12 à P14, ausculte les fondations de l'ouvrage et renseigne ainsi sur l'efficacité du dispositif de drainage existant.

Ces deux premières familles permettent de conclure quant aux risques d'instabilité interne ou externe de l'ouvrage.

La dernière famille, constituée des autres piézomètres situés en rives, fournit des informations sur le comportement d'une éventuelle nappe de versant et prévient d'un éventuel contournement du voile d'étanchéité par les rives.

#### B- Mesures de débit

Barrage : La partie aval de l'ouvrage (au-delà du noyau central) est drainée par un ensemble de **drains « horizontaux » et « verticaux »**. Les drains horizontaux sont disposés en général le long de murettes drainantes et reprennent les débits transitant dans le tapis filtrant et dans le filtre-drain vertical. Les drains dits verticaux explorent, par un jeu de forages, les fondations de l'ouvrage dans la même zone.

Un tapis drainant, sur lequel se raccorde le filtre-drain cheminée en aval du noyau, est placé sous la recharge aval afin de limiter les pressions interstitielles et de faciliter l'évacuation des débits de percolation. Il est séparé en plusieurs zones par des murettes guides et des « drains horizontaux » permettant de collecter les débits.

Un dispositif de drains verticaux vient compléter ce dispositif. Ces drains ont une profondeur de 10 m, ils sont au nombre de 19, et sont placés sur deux lignes

parallèles situées à 30 et 40 m du voile d'étanchéité. Ces drains sont constitués par des tubes de 50 mm de diamètre, entourés de graviers, disposés dans un forage de 100 mm de diamètre.

Les mesures effectuées ne permettent pas de différencier tous les débits de chaque espèce, étant donné que les drains sont groupés comme suit :

- |                         |             |
|-------------------------|-------------|
| - Drain 1               | puisard n°6 |
| - Drain 2               | puisard n°6 |
| - Drain 3               | puisard n°2 |
| - Drain 5               | puisard n°1 |
| - Drain 6               | puisard n°4 |
| - Cumul drains 6-7      | puisard n°1 |
| - Cumul drains 1-2-3-4  | puisard n°1 |
| - Drain 8               | puisard n°8 |
| - Drain 9               | puisard n°3 |
| - Cumul drains 10-11-12 | puisard n°3 |

Le schéma des points de mesures des drains horizontaux et verticaux et des murettes drainantes est donné en annexe.

Rives : En rives, deux paires de drains inclinés permettent de contrôler les arrivées d'eau des versants depuis 1999 : les drains D1 et D2 en rive droite et les drains G1 et G2 en rive gauche.

Galerie : Des mesures de débits ont lieu à l'intérieur des galeries supérieure et inférieure depuis 1999 pour suivre l'évolution des infiltrations apparues entre les joints des voussoirs. Ces mesures sont répertoriées sur un schéma, dont un exemple est donné en annexe.



Figure 3-24 : Instrumentation des fuites de la galerie

### 3.2.8.2 Mesures de déplacements

Les mouvements de l'ouvrage sont observés et mesurés à l'aide de repères topographiques de surface qui permettent d'étudier les déplacements dans les trois dimensions. Les observations topographiques ont été effectuées par le Cabinet Javre de Morlaix - deux fois par an jusqu'en 1996, une fois par an jusqu'en 1999. Le cabinet Javre rebaptisé Sévaux & Associés en 1999 a poursuivi les mesures topographiques de l'ouvrage jusqu'en 2007. A partir de 2007, le cabinet DLL de Rennes a repris les mesures ; leur fréquence est passée à 5 ans en barrage bas et 2 ans en barrage haut, après réalisation d'un bilan de toutes les mesures réalisées par le cabinet Sévaux (Javre) depuis l'origine.

**La dernière campagne topographique n°44 a été réalisée en octobre 2011.**

### 3.2.9 Local de surveillance

Le local de surveillance ou maison du barrage, est situé en rive droite du barrage. Il se trouve hors d'atteinte du flot en cas de rupture du barrage.

L'ouvrage n'est pas gardienné en permanence, mais ce local est prévu pour être occupé en continu par l'exploitant en cas de situation nécessitant une présence permanente sur le site du barrage.

Il est aménagé pour permettre à tout moment la mise en place permanente du personnel de surveillance et est pourvu à demeure des installations suivantes :

- équipements électriques, notamment l'armoire de commande des appareils,

- un poste de contrôle sur lequel sont reportées toutes les informations concernant l'exploitation de l'ouvrage (niveau d'eau dans la retenue, niveau d'eau à l'aval, degré d'ouverture des vannes, débit restitué, énergie produite par la microcentrale, etc.) ;
- un télétransmetteur permettant la transmission des messages d'alertes sur les téléphones portables de l'exploitant par ligne RTC.



Figure 3-25: En rouge: Maison du barrage

### 3.2.10 Microcentrale

Une microcentrale hydroélectrique a été réalisée latéralement au bassin de dissipation du côté rive droite en 2009.

Elle est raccordée par une conduite forcée à l'amorce de dérivation prévue à la construction du barrage, piquée sur la conduite de prise DN800.

La dérivation est constituée de deux branches :

- La conduite principale constituée d'un coude environ 30° boulonné sur l'amorce existante et d'un tronçon rectiligne enfoui le long du dissipateur du barrage jusqu'à l'emplacement de la turbine principale 1 qui restitue

immédiatement à l'Elorn, au niveau de son cours minimum aval 130.55 NGF à travers un ouvrage de restitution.

- La conduite secondaire 2 piquée dans le coude précédent afin de reconstituer l'alimentation de la pisciculture, par son bassin de mise en charge cote niveau surverse d'eau 140.54.

Le groupe principal est constitué d'une turbine Francis de puissance 122 kW, branchée sur la conduite principale décrite ci-dessus. Elle est accouplée directement sur une génératrice 130 kW / 400 V. Sa vitesse nominale de rotation est de 1015 tr/min. Elle turbine un débit nominal de 700 l/s pour une hauteur de chute de 24,5 m.

Le groupe secondaire est constitué de deux picoturbines de puissance 12 kW, placées en parallèle et turbinant chacune 125 l/s pour une hauteur de chute de 14,5 m. Ces picoturbines fonctionnent à débit constat sur la canalisation de fourniture d'eau à la pisciculture PEIMA située à l'aval du barrage.

La production annuelle de la microcentrale est d'environ 600 000 kWh.



**Figure 3-26: Picoturbines en parallèle**





**Figure 3-27: Turbine Francis et génératrice**

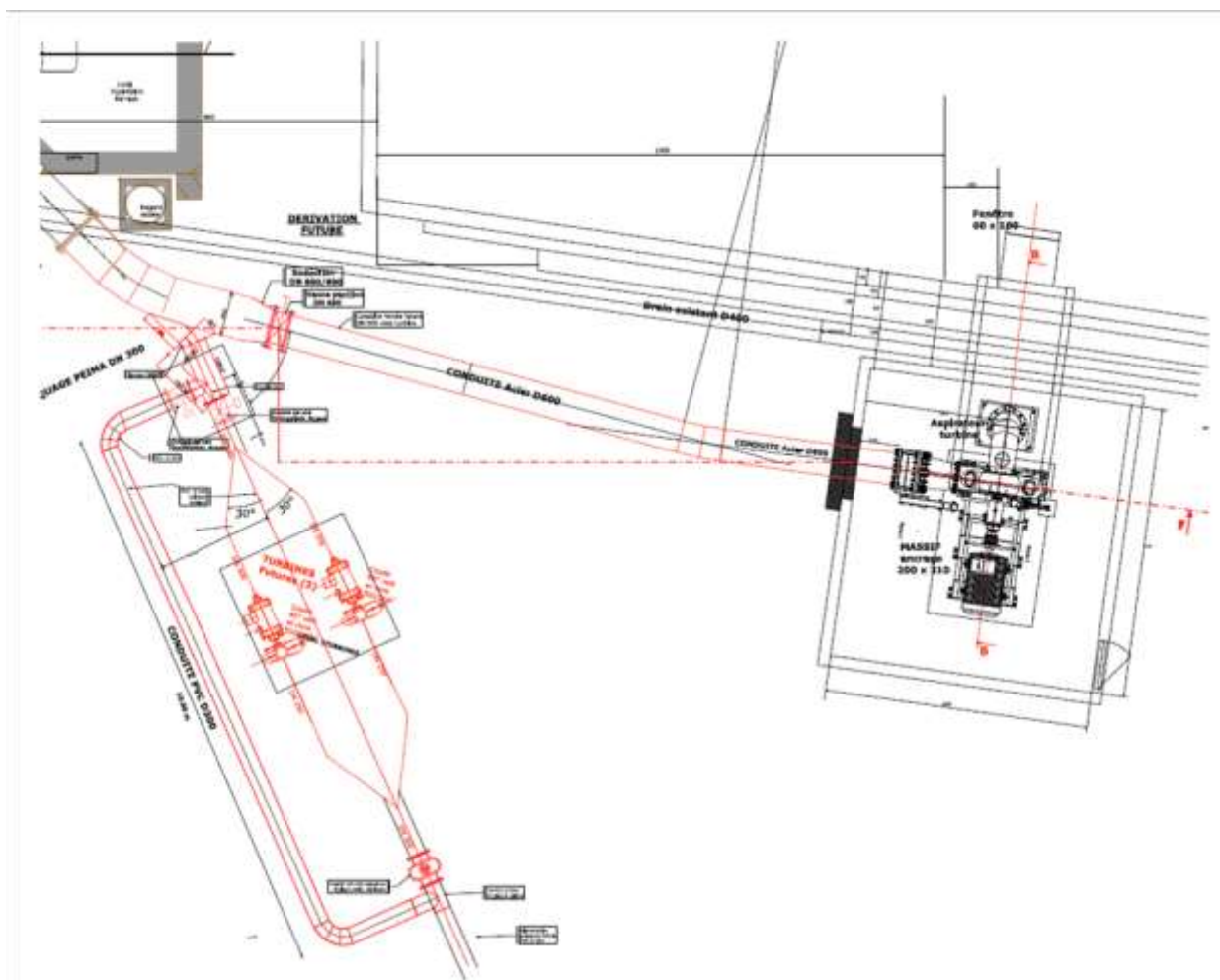


Figure 3-28: Vue en plan de la microcentrale (turbine Francis principale et picoturbines) et des branchements à la dérivation DN800 de la conduite de prise du barrage

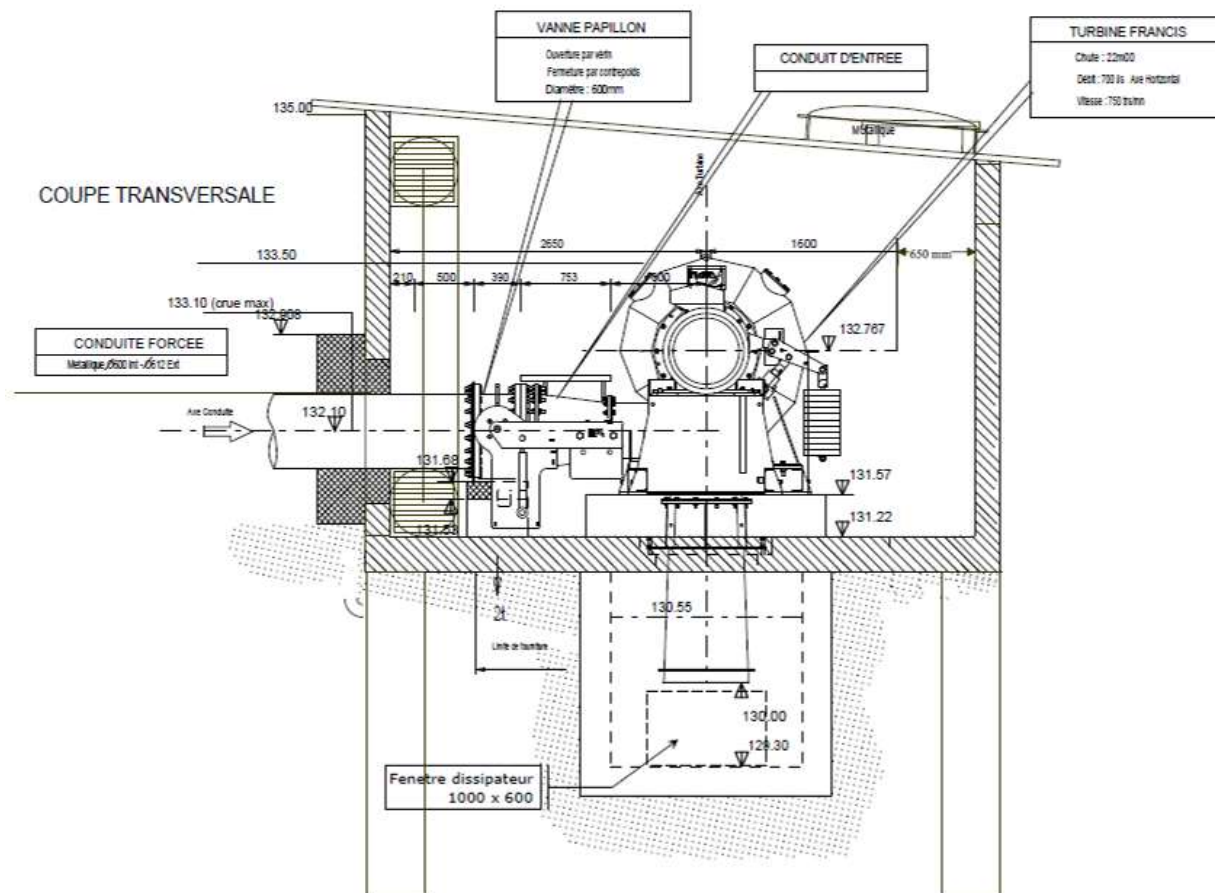


Figure 3-29: Coupe transversale FF de la microcentrale

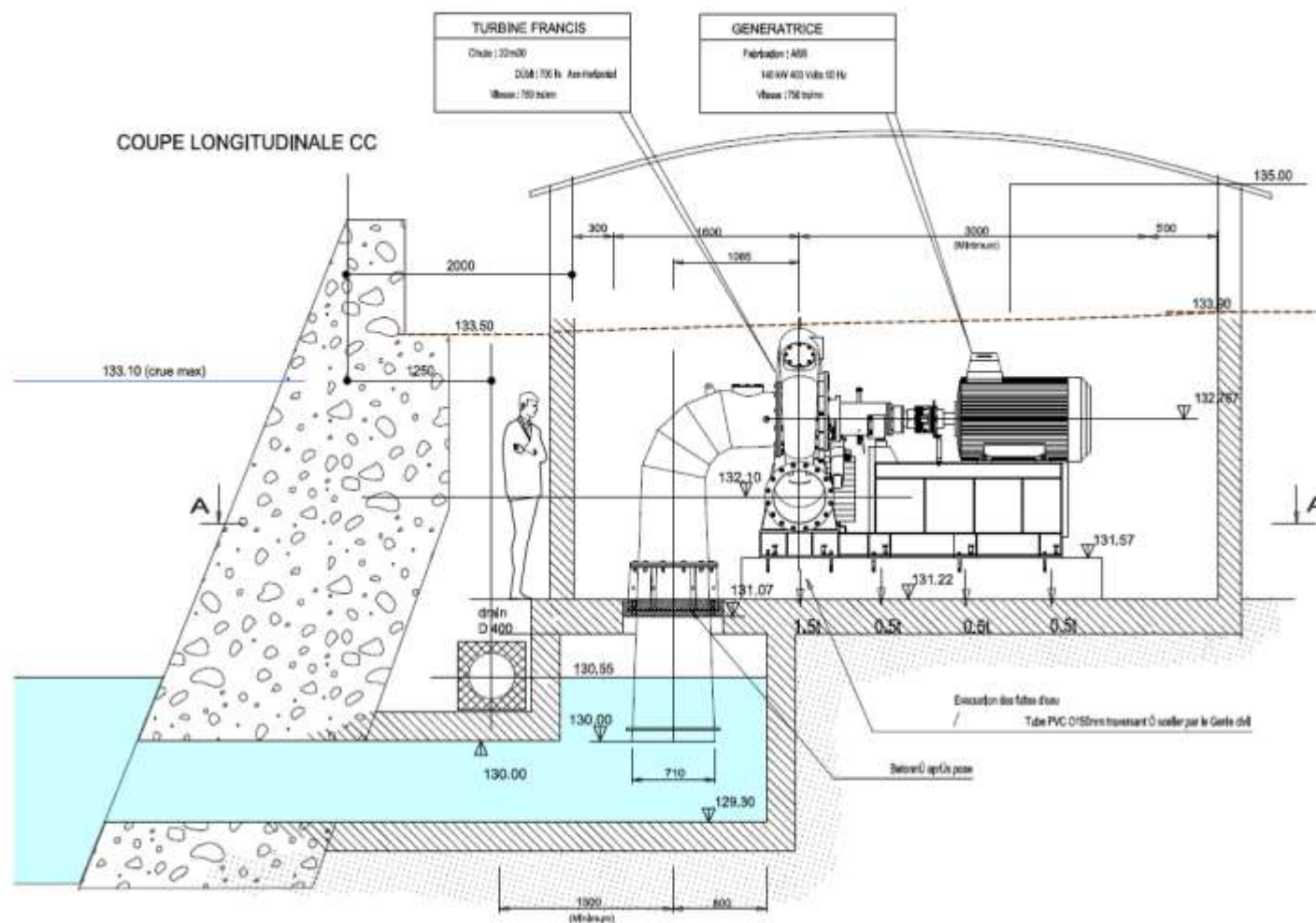


Figure 3-30: Coupe longitudinale BB de la microcentrale (bassin de dissipation à gauche)

### 3.2.11 Synthèse de l'analyse fonctionnelle interne

L'analyse fonctionnelle aboutit à l'identification des fonctions de chaque composant du système (Annexe 1). La synthèse de cette analyse est présentée sous la forme de tableau :

		<b>Analyse Fonctionnelle</b>	
N°	Composant	Fonction principale	Fonction technologique / Contrainte
<b>1</b>	<b>Corps du barrage</b>	Contenir les eaux de la retenue	
1.1	<i>Corps de remblai</i>	Assurer la stabilité mécanique du barrage	Résister à l'érosion interne  Résister aux contraintes de cisaillement  Résister à l'érosion externe
1.2	<i>Noyau central</i>	Permettre le forage aisé de la paroi moulée (étape construction) Éviter l'entraînement de matériaux de la recharge amont vers l'aval en cas de défaut de la paroi moulée > Assurer la transition entre la paroi moulée et les recharges Limiter les percolations	-  Résister à l'érosion interne
1.3	<i>Paroi moulée</i>	Assurer l'étanchéité du corps du barrage	Résister aux sollicitations hydrauliques et mécaniques
1.4	<i>Parement amont</i>	Protéger le corps du barrage de l'action de l'eau	Résister à l'érosion externe
1.5	<i>Parement aval</i>	Protéger le corps du barrage de l'érosion externe	Résister à l'érosion externe
1.6	<i>Crête</i>	Permettre la circulation des véhicules  Assurer une revanche	Résister à l'érosion externe et aux contraintes d'exploitation Résister aux phénomènes de tassement
<b>2</b>	<b>Dispositif de drainage/filtration</b>	Rabattre la piézométrie dans le corps du barrage et bloquer la migration des particules fines	
2.1	<i>Drain / Filtre incliné</i>	Filtrer et drainer à l'interface noyau / recharge aval	Résister au colmatage  Présenter une capacité suffisante

		Empêcher la migration des particules fines du noyau vers la recharge aval	Présenter une stabilité interne suffisante, respecter les conditions de filtre
2.2	<i>Filtre et tapis drainant aval</i>	Évacuer les eaux collectées par le filtre incliné Assurer le drainage de fondation Empêcher la migration des particules fines du milieu drainé vers le milieu drainant	Résister au colmatage Présenter une capacité suffisante Présenter une stabilité interne suffisante, respecter les conditions de filtre
2.3	<i>Puits de décharge</i>	Diminuer les sous-pressions dans le terrain de fondation aval et en pieds de versants	Résister au colmatage
2.4	<i>Drains inclinés</i>	Diminuer les sous-pressions au contact barrage / versants	Résister au colmatage Présenter une capacité suffisante
<b>3</b>	<b>Fondations du barrage</b>	Transmettre les efforts au sol	
3.1	<i>Fondations du barrage</i>	Transmettre les efforts au sol  Limiter les infiltrations d'eau	Résister aux contraintes mécaniques (déformation, poinçonnement, liquéfaction)  Résister aux sollicitations hydrauliques (érosion interne, infiltrations)
3.2	<i>Dispositif d'étanchéité (voile d'injections)</i>	Améliorer l'étanchéité en fondation	Résister aux sollicitations hydrauliques
<b>4</b>	<b>Dispositif de prise d'eau</b>	Régulation des débits de restitution en aval (soutien d'étiage, débit réservé, ...), alimentation microcentrale et alimentation PEIMA	
4.1	<i>Tête amont</i>	Prélever de l'eau en fond de retenue  Assurer le raccordement de la prise au départ de la conduite	Résister au risque d'obstruction  Présenter une capacité suffisante
4.2	<i>Galerie supérieure</i>	Abriter la conduite en acier DN800  Permettre l'accès à la tête amont, à la chambre des vannes de vidange Assurer une prise d'air pour l'évacuateur de crue (reniflard DN300)	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques  Résister au risque d'obstruction
4,2,1	<i>Conduite en acier DN800</i>	Assurer le transit du débit de prise vers l'aval	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques
4,2,2	<i>Vanne papillon de survitesse DN800</i>	Assurer la coupure du débit de prise  Assurer la coupure du débit dans la conduite en cas de défaillance de la partie aval de la conduite ou de la vanne de restitution à jet-creux	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques

4.3	<i>Tête aval</i>	Abriter la vanne de restitution à jet-creux et le piquage DN800 Permettre l'accès à la galerie supérieure	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques
4,3,1	<i>Vanne à jet-creux</i>	Assurer la régulation du débit de prise non turbiné	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques
4,3,2	<i>Piquage DN800 sur conduite principale</i>	Dériver une partie du débit de prise vers la centrale hydro-électrique	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques
5	<b>Dispositif de vidange</b>	Vidanger la retenue	
5.1	<i>Tête amont</i>	Prélever de l'eau en fond de retenue Assurer le raccordement de la grille au puits des vannes de vidange	Résister au risque d'obstruction Présenter une capacité suffisante
5.2	<i>Vanne de vidange amont 0,8x1m</i>	Assurer la coupure du débit de vidange	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques
5.3	<i>Vanne de vidange aval 0,8x1m</i>	Vidanger la retenue	“
5.4	<i>Reniflard DN150</i>	Permettre la fermeture en charge de la vanne de vidange amont en cas de défaillance de la vanne de vidange aval	Résister au risque d'obstruction
5.5	<i>Chambre des vannes de vidange</i>	Abriter le dispositif de commande des vannes de vidange	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques
5.6	<i>Galerie inférieure</i>	Assurer l'évacuation du débit de vidange vers l'aval Assurer l'évacuation des eaux déversées vers l'aval	Résister aux sollicitations mécaniques et hydrauliques
6	<b>Dispositif d'évacuation des crues</b>	Évacuer la crue de projet	
6.1	<i>Tête amont</i>	Soutenir la tour tulipe	Résister aux contraintes mécaniques (déformation, rupture)

		Prélever de l'eau en fond de retenue	Résister au risque d'obstruction
6,1,1	<i>Déversoir (seuil + croisillon)</i>	Assurer le déversement à la cote 155NGF Empêcher la création de vortex	Résister aux contraintes mécaniques (déformation, rupture) Résister aux risques d'obstruction
6,1,2	<i>Puits</i>	Canaliser les eaux déversées	"
6,1,3	<i>Coude de l'évacuateur</i>	Assurer la transition progressive entre le puits et la galerie inférieure	"
6.2	<i>Galerie inférieure</i>	Assurer l'évacuation des eaux déversées vers l'aval Assurer l'évacuation du débit de vidange vers l'aval	Résister aux contraintes mécaniques (déformation, rupture) et hydrauliques
6.3	<i>Bassin de dissipation</i>	Dissiper l'énergie des flux hydrauliques	Résister aux sollicitations hydrodynamiques
6.4	<i>Chenal de restitution</i>	Assurer l'évacuation des eaux à la sortie du bassin de dissipation vers le lit naturel de l'Elorn Protéger les installations piscicoles en rive droite (PEIMA)	Résister aux sollicitations hydrodynamiques
<b>7</b>	<b>Dispositif d'auscultation</b>	Suivre l'évolution du comportement de l'ouvrage	
7.1	<i>Dispositif d'auscultation</i>	Suivre l'évolution du comportement de l'ouvrage	Résister aux sollicitations extérieures
7,1,1	<i>Repères topographiques</i>	Suivre les déplacements et déformations de l'ouvrage	Résister aux sollicitations extérieures (chocs)
7,1,2	<i>Piézomètres</i>	Suivre le niveau piézométrique dans le corps de barrage et en fondation	Résister au colmatage
7,1,3	<i>Puits de décharge et drains</i>	Évacuer les débits de fuite et abaisser les sous-pressions	Résister au colmatage



## 4

## Présentation de la politique de prévention des accidents majeurs et du système de gestion de la sécurité

La PPAM est définie par le responsable de l'ouvrage en cohérence avec les accidents envisagés dans l'étude de dangers, pour prévenir ces derniers et en limiter les conséquences pour le milieu aval.

Le SGS décrit l'ensemble des moyens mis en œuvre par le responsable de l'ouvrage pour répondre à la PPAM qu'il a définie. Le SGS définit l'organisation, les fonctions des personnels, les procédures et les ressources faisant partie de la PPAM, y compris les mesures de surveillance de l'ouvrage.

### 4.1 Organisation du Maître d'ouvrage

Les principaux intervenants sur le barrage sont décrits dans le tableau ci-après :

Acteurs		Rôle
<b>Propriétaire / Exploitant du barrage (Maître d'Ouvrage ou MOA)</b>	Syndicat de Bassin de l'Elorn	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Responsable de la mise en sécurité de l'ouvrage</li> <li>- Veille au respect du décret n°2007 - 1735</li> <li>- Responsable de l'application des consignes d'exploitation et de surveillance</li> <li>- En charge de l'exploitation et de l'entretien du barrage</li> <li>- Met en œuvre les consignes de surveillance et les consignes de crue</li> </ul>
<b>Service de contrôle</b>	DREAL Bretagne	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Réalisation des visites annuelles du barrage</li> <li>- Veille à l'application du décret n°2007 - 1735</li> </ul>
<b>Bureau d'étude en charge du suivi</b>	SAFEGE	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Réalisation des VTA</li> <li>- Analyse et interprétation des mesures d'auscultation</li> </ul>

Maître d'ouvrage / Exploitant :**Syndicat de Bassin de l'Elorn**

Ecopôle

Guern ar Piquet

29460 Daoulas

Tél : 02 98 25 93 51

Email : [syndicatelorn@wanadoo.fr](mailto:syndicatelorn@wanadoo.fr)Service de contrôle :**DREAL**

L'Armorique

10 rue Maurice Fabre – CS 96515

35065 Rennes cedex

Tél : 02 99 33 43 41

Fax : 02 99 33 43 52

Bureau d'étude en charge du suivi technique :**SAFEGE**

Parc de l'Ile - 15/27 rue du Port - 92 022 Nanterre Cedex

Tél : 01 46 14 71 00

Fax : 01 46 14 72 31

## 4.2 Consigne de surveillance

Les consignes de surveillance ont été établies en application de l'arrêté du 29 février 2008.

La surveillance et l'exploitation de l'ouvrage est réalisée par le service d'exploitation du Maître d'ouvrage. L'équipe de techniciens du service d'exploitation effectue :

- ✓ la gestion hydraulique du barrage ;
- ✓ l'inspection visuelle régulière des ouvrages ;
- ✓ l'entretien courant du barrage ;
- ✓ la rédaction des rapports d'exploitation ;
- ✓ la vérification périodique du bon fonctionnement des dispositifs de commande et de manœuvre des organes hydrauliques ;

- ✓ les mesures périodiques des instruments d'auscultation et la vérification de leur bon fonctionnement, selon les fréquences suivantes, en période normale :

Mesures d'auscultation en conditions normales d'exploitation		
Appareil	Nombre	Fréquence du relevé
Échelle limnimétrique	1	3 fois par semaine
Pluviomètre	1	3 fois par semaine
Piézomètres	20	1 fois par mois
Drains	6	2 fois par mois
Repères topographiques : <ul style="list-style-type: none"> <li>– retenue haute</li> <li>– retenue basse</li> </ul>	51	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Tous les 5 ans</li> <li>– Tous les 10 ans</li> </ul>

Le bureau en charge du suivi technique du barrage assiste le Maître d'ouvrage pour la surveillance de l'ouvrage et effectue :

- ✓ le report sur des graphiques interannuels des mesures d'auscultation et de la cote de la retenue ;
- ✓ l'analyse et l'interprétation de ces mesures ;
- ✓ la rédaction des rapports d'auscultation ;
- ✓ les visites techniques approfondies annuelles du barrage ;
- ✓ émet avis et conseils au Maître d'ouvrage en cas d'anomalies constatées.

En cas d'évènements exceptionnels (vidange rapide, séisme, etc.), des visites d'inspection détaillées de l'exploitant avec collecte des mesures d'auscultation sont déclenchées en sus.

Le dispositif d'auscultation est décrit au paragraphe 3.2.8.

## 4.3 Procédures pour l'identification des risques et la surveillance

Pour les événements particuliers hors crue et anomalies de fonctionnement, la procédure appliquée est la suivante:

- inspection visuelle suite au constat de l'événement et établissement d'un compte-rendu des observations ;
- en cas de désordres constatés pouvant mettre en cause la stabilité de l'ouvrage ou son fonctionnement de sécurité : information du service du contrôle de l'ouvrage et du bureau d'étude en charge du suivi technique :
  - o diagnostic par l'exploitant,
  - o diagnostic par le bureau d'étude chargé du suivi technique
  - o évaluation de la gravité de la situation et définition des mesures à prendre.

En période de crue, la procédure de surveillance et d'anticipation des risques est définie par les consignes de crue (cf. ci-après).

En cas de séisme, la procédure en place est la suivante :

- contact immédiat avec les services de la sécurité civile,
- visite d'urgence par l'exploitant de l'ensemble de l'ouvrage (galerie, vannes, tulipe de trop plein) avec relevé des appareils d'auscultation,
- déclenchement d'une campagne topographique si nécessaire sur avis du bureau d'étude en charge du suivi et en fonction de l'inspection visuelle réalisée,
- le cas échéant, déclenchement de mesures d'urgence telles que la vidange de la retenue ou l'alerte des population en aval par la sécurité civile.

Pour la gestion des données d'auscultation, la procédure est la suivante :

- L'agent exploitant qui a effectué le relevé des mesures réalise une première interprétation sur la base des mesures relevées précédemment afin de vérifier l'absence d'anomalie. En cas de valeur « anormale », l'agent effectue de nouveau la mesure qui est ou non confirmée.

- Dans le cas où la mesure est confirmée, l'exploitant transmet les mesures au bureau d'étude charge du suivi technique afin d'effectuer un diagnostic de second niveau.

En l'absence d'anomalie détectée par l'exploitant, les relevés des mesures d'auscultation sont communiqués par l'exploitant tous les mois au bureau d'études en charge du suivi technique du barrage.

## 4.4 Dispositions spécifiques à la surveillance de l'ouvrage en période de crue

Une consigne d'exploitation et de surveillance en période de crue a été établie en application de l'arrêté du 29 février 2008.

Cette consigne définit les états de vigilance et les mesures à adopter pour différents niveaux de crues. Le contenu de cette consigne est synthétisé ci-après.

### États de vigilance

Trois niveaux de vigilance de crues ont été définis, avec pour chaque niveau une action à mener.

Niveau 1 : lame d'eau inférieure à **0,20 m** sur le seuil du déversoir

- Exploitation normale de la retenue

Niveau 2 : lame d'eau entre **0,20 m et 1,40 m** sur le seuil du déversoir

- Présence permanente de l'exploitant sur le barrage ;
- Ouverture des vannes de vidange dès que la lame d'eau dépasse 0,40 m sur le seuil du déversoir ;
  - Alerte des Services de la Protection Civile en cas d'ouverture des vannes de vidange.
- Rédaction d'un rapport par l'exploitant en cours de l'évacuation de la crue dès que la lame d'eau dépasse 0,40 m sur le seuil du déversoir ;

Niveau 3 : lame d'eau supérieure à **1,40 m** sur le seuil du déversoir

- Alerte des Services de la Protection Civile ;
- Alerte d'évacuation des personnes situées à l'aval ;
- Maintien des vannes de vidange ouvertes.

Pour les trois niveaux de crue :

Consignation par l'Exploitant des informations suivantes :

- Cote de la retenue,
- Hauteur des lames déversantes,
- Position des vannes,
- Présence de corps flottants,
- Niveau aval.

## **4.5 Procédures de prise en compte du retour d'expérience**

La prise en compte du retour d'expérience se fait par le biais de rapports recensant les incidents, crues, et autres faits marquants sur la vie de l'ouvrage. Le Maître d'ouvrage dispose de plusieurs moyens pour consigner les incidents plus ou moins significatifs.

### **4.5.1 Rapport de l'exploitant**

Le rapport de l'exploitant est un rapport annuel sur le fonctionnement de l'ouvrage sur l'ensemble de l'année. Il comprend notamment les différents niveaux du plan d'eau tout au long de l'année. Le mode d'exploitation de l'ouvrage est décrit tout au long de l'exercice passé.

### **4.5.2 Rapport d'auscultation**

Ce rapport est un rapport produit tous les deux ans, qui donne toutes les informations relatives au comportement de l'ouvrage, évalué grâce au dispositif d'auscultation.

### **4.5.3 Registre du barrage**

Le registre du barrage est un des éléments les plus indispensables pour assurer un suivi régulier de l'ouvrage, son comportement, ses incidents, son exploitation. Il répertorie toutes les actions de sécurité et incidents survenus sur l'ouvrage. Il est complété par l'exploitant sur site.

# 5

## Identification et caractérisation des potentiels de dangers

Ce chapitre vise à identifier l'ensemble des potentiels de dangers des différents composants de l'ouvrage, du fait de leur présence ou de leur fonctionnement.

Pour le barrage étudié, les potentiels de dangers considérés résultent de la libération de tout ou partie de l'eau de la retenue, suite :

- ✓ à une rupture partielle ou totale de l'ouvrage ;
- ✓ à un effacement intempestif du dispositif de vidange (rupture, dysfonctionnement, malveillance, mauvaise manœuvre) ;
- ✓ à un effacement intempestif du dispositif de prise (rupture, dysfonctionnement, malveillance, mauvaise manœuvre).

Le potentiel de dangers associé à un phénomène gravitaire rapide affectant la retenue (instabilité des versants) n'a pas été considéré dans la présente étude compte tenu des volumes et de la nature des matériaux mis en cause (cf. § 6.3).

Les différents potentiels de dangers sont caractérisés au chapitre 8 en fonction du volume d'eau mise en jeu, de la taille de la section de l'ouvrage qui va libérer le volume d'eau et de la cinétique du mécanisme considéré.

### 5.1 Rupture du barrage

Les conséquences potentielles de la rupture du barrage du Drennec ont été estimées à partir d'une étude d'onde de rupture réalisée dans le cadre de la présente étude de dangers.

Le mécanisme de rupture du barrage considéré dans le calcul de l'onde de submersion correspond à une rupture progressive du barrage par renard hydraulique se développant à la base du remblai, avec un débit de pointe évalué à 3 840 m<sup>3</sup>/s au droit du barrage (PK 0).

Le niveau de la retenue a été considéré à la cote des Plus Hautes Eaux (cote 156,5 mNGF). Cette cote correspond à un volume d'eau potentiellement libéré à l'aval d'environ 10,3 millions de m<sup>3</sup>.

La zone à cinétique rapide ou de « sécurité immédiate » (ancienne zone du quart d'heure) où l'onde parvient moins de 15 minutes après son départ du barrage s'étend sur 5 km environ à l'aval du barrage. Les bâtiments inondés situés dans cette zone et la population menacée (hypothèse de 3 habitants par bâtiment), sont répertoriés au tableau suivant. Il est également considéré 1 personne / 10 ha.

**Tableau 5-1: Enjeux présents dans la zone de sécurité immédiate**

Localité	PK	Temps d'arrivée du maximum de l'onde après la rupture (min)	Bâtiments	Population estimée (hab.)
PEIMA du Drennec	0,3	2	1	10
Station de pompage	0,5	3	1	0
Le Moulin du Bois	2,5	8	2	6
Pisciculture de Launay	2,9	10	1	3
Launay	3,3	11	10	30
Croix de Kereveur	5	14	8	24
Zones non bâties (pêcheurs, promeneurs)				20
<b>TOTAL</b>				<b>93</b>

En zone à cinétique rapide ou « zone de sécurité immédiate » (étendue sur 5 km à l'aval du barrage), la population exposée est estimée entre 90 et 100 personnes.

Sur l'ensemble de la zone d'inondation (étendue sur 50 km à l'aval du barrage), la population exposée est de l'ordre 3200 personnes.

Une carte des zones potentiellement submergées est présentée en annexe 2.

## 5.2 Rupture de la tour tulipe

Ce potentiel de dangers consiste en la libération d'eau de la retenue vers l'aval suite à la rupture de la tour tulipe.



En cas d'occurrence d'un tel événement, le débit maximal évacué vers l'aval serait de 81 m<sup>3</sup>/s environ sous la cote de Retenue Normale.

Le volume potentiellement libéré est de 8,6 millions de m<sup>3</sup> en moins de 2 jours (AME, 2002).

### **5.3 Effacement intempestif du dispositif de vidange**

Ce potentiel de dangers consiste en la libération d'eau de la retenue vers l'aval suite à un effacement intempestif de la vanne aval du dispositif de vidange (par rupture, dysfonctionnement, malveillance ou mauvaise manœuvre).

En cas d'occurrence d'un tel événement, le débit maximal évacué vers l'aval serait de 13 m<sup>3</sup>/s environ sous la cote de Retenue Normale (d'après le Dossier définitif 1977 – Dossier principal – A Documents généraux, CNARBRL – EPTB Elorn).

Le volume potentiellement libéré est de 4,3 millions de m<sup>3</sup> au bout de 4 jours (soit la moitié du volume total, entre les cotes 155 et 150,4) et de 8,6 millions de m<sup>3</sup> en cas de vidange totale au bout de 9 jours (d'après le Dossier définitif 1977 – Dossier principal – A Documents généraux, CNARBRL – EPTB Elorn).

### **5.4 Effacement intempestif du dispositif de prise**

Ce potentiel de dangers consiste en la libération d'eau de la retenue vers l'aval suite à la concomitance d'un effacement intempestif de la vanne à jet creux (par rupture, dysfonctionnement, malveillance ou mauvaise manœuvre) et de la défaillance de la vanne papillon de survitesse (non déclenchement de la fermeture), considérant l'alimentation de la microcentrale coupée (vanne papillon DN600 située en amont de la turbine principale et vanne DN300 située en amont des picoturbines fermées).

En cas d'occurrence d'un tel événement, le débit maximal évacué vers l'aval serait de 2,5 m<sup>3</sup>/s sous la cote de Retenue Normale (capacité maximale de restitution).

Ainsi, le danger associé à un effacement intempestif du dispositif de prise est considéré comme pratiquement nul.

## 6

# Caractérisation des aléas naturels

## 6.1 Crues

L'étude hydrologique disponible, réalisée en 1972 et son complément réalisé en 1980, font partie du Dossier Définitif du barrage du Drennec.

L'étude des crues avait pour objectif d'estimer les crues de période de retour comprises entre 10 ans et 10 000 ans afin de définir la crue de projet permettant de dimensionner l'évacuateur de crue.

Une remise à jour de l'hydrologie a été effectuée dans le cadre de la présente étude de dangers. Le rapport complet est présenté en annexe 3. Les principaux résultats sont résumés dans le présent chapitre.

### 6.1.1 Le bassin versant

La description du bassin versant du lac du Drennec est présentée au paragraphe 3.1.2.3.

### 6.1.2 Données météorologiques

Une station climatologique et une station pluviométrique ont été utilisées pour cette étude.

- ✓ La **station climatologique de Brest Guipavas** a été utilisée pour l'obtention des coefficients de Montana.
- ✓ Le maximum annuel des pluies journalières et le cumul annuel ont été collectés à la **station pluviométrique de Sizun**. Compte tenu de la faible superficie du bassin versant et de la proximité de cette station, une seule station pluviométrique a été utilisée. La pluie est considérée comme homogène à l'échelle du bassin versant.

Les caractéristiques des stations climatologiques et pluviométriques sont présentées au tableau suivant.

**Tableau 2: Caractéristiques de la station pluviométrique**

Localisation	Code	Altitude (m)	Période	Années dans l'échantillon	Pj10 (mm)	Pj100 (mm)
Brest Guipavas	29075001	94	1990 - 2010	18	68	98
Sizun	29277001	157	1983 - 2012	30	71	100

Les pluies journalières de fréquence 10 et 100 ans ont été calculées par ajustement statistique. Si on limite l'échantillon à Sizun aux années 1990-2010 afin d'avoir la même période que Brest et ne pas biaiser la comparaison, les résultats obtenus sont identiques à la période 1983 – 2012.

**On peut donc conclure que les pluies journalières rares semblent homogènes entre les stations.**

### 6.1.3 Calcul du débit décennal

Deux approches sont proposées en parallèle :

- Analyse statistique à partir des cours d'eau jaugés,
- Formules traditionnelles empiriques ou semi-déterministes :
  - Méthode de Socose,
  - Formule de Crupedix,
  - Méthode Sogreah.

Le Tableau 3 présente les résultats obtenus selon les différentes méthodes pour le calcul de débit décennal au droit du barrage :

**Tableau 3 : Synthèse des débits décennaux calculés à la retenue**

Débit T = 10 ans (m <sup>3</sup> /s)	SOCOSE	CRUPEDIX	RATIONNELLE	LOI MEYER 1	LOI MEYER 2	LOI MEYER 3	SOGREAH
Valeur théorique	11.4	10.2	16.9	14.5	9.6	11.3	9.7
Intervalle confiance	75%	90%	Valeur Tc				
IC min	5.7	5.1	11.3				
IC max	22.8	20.4	34.5				

**La valeur moyenne de 11,9 m<sup>3</sup>/s a été retenue pour le débit de pointe de la crue décennale au droit du barrage.**

## 6.1.4 Estimation des débits de crues exceptionnelles

Les débits de crues exceptionnelles ont été déterminés selon la méthode du Gradex à partir du débit spécifique décennal et du Gradex des pluies (12,9 mm). Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Période de retour (annuelle)	10	100	1 000	5 000	10 000
Débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)	11,9	24,5	49,0	68,3	76,7

Le débit de pointe de la crue décennale au droit du barrage est évalué à 76,7 m<sup>3</sup>/s.

L'étude hydrologique réalisée en 1972 et son complément en 1980 avaient estimé le débit de pointe de la crue d'entrée dans la retenue de période de retour 10 000 ans à 84 m<sup>3</sup>/s.

Pour la crue de projet, par sécurité, il est retenu un **débit de pointe pour la crue décennale de 84 m<sup>3</sup>/s**.

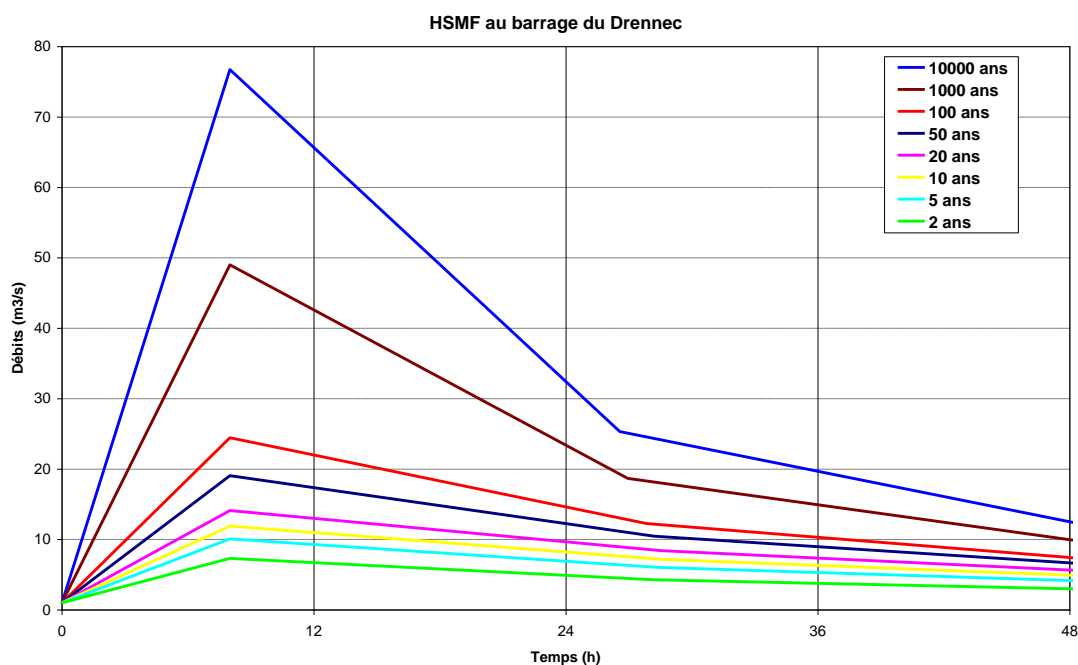


Figure 6-1: HSMF au droit du barrage (SAFEGE, 2013)

### 6.1.5 Capacité d'évacuation des crues

L'étude hydrologique réalisée en 1972 et son complément en 1980 avaient estimé le débit de pointe de la crue d'entrée dans la retenue de période de retour 10 000 ans à  $84 \text{ m}^3/\text{s}$ .

L'hydrogramme de la crue de fréquence décennale considérée présente les caractéristiques suivantes (d'après Dossier Définitif, Annexe 1\_Digue, 1-5 Détail des calculs) :

- débit initial :  $10 \text{ m}^3/\text{s}$
- temps de montée : 4 h
- débit de pointe :  $84 \text{ m}^3/\text{s}$
- durée : 24 h
- débit résiduel :  $15 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Les études de projet, à la lumière de l'essai sur modèle physique ayant permis la définition de la loi hauteur-débit de l'évacuateur tulipe, ont déterminé un débit de pointe de sortie (débit laminé) de  $52 \text{ m}^3/\text{s}$ , évacué sous la cote 155,99 mNGF (revanche de 2 m par rapport à la crête), sans considérer une quelconque contribution de la vidange de fond (vannes de vidange fermées).

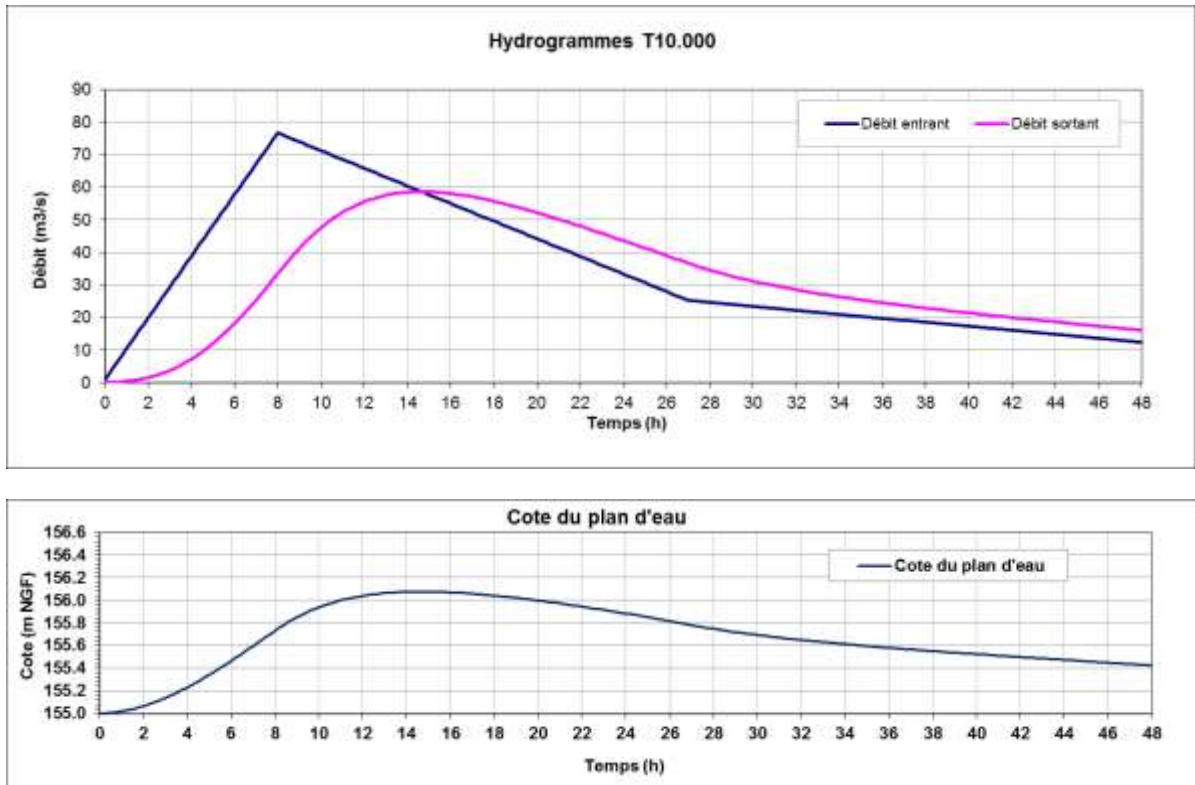
Cependant, par souci de sécurité, l'évacuateur de crues<sup>1</sup> a été dimensionné pour permettre l'évacuation d'un débit de  $80 \text{ m}^3/\text{s}$  avec une surélévation du plan d'eau de 1,45 m (cote du plan d'eau à 156,45 mNGF), soit avec une revanche de 1,55 m par rapport au couronnement du barrage.

Un calcul de laminage<sup>2</sup> a été réalisé dans le cadre de la présente étude avec comme hydrogramme d'entrée dans la retenue l'hydrogramme synthétique mono-fréquence pour la crue T = 10 000 ans déterminé par l'étude de révision de l'hydrologie (cf. étude hydrologique en annexe et Figure 6-1). Le calcul a permis de déterminer un débit de pointe laminé à  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  et évacué sous la cote 156,1 mNGF.

---

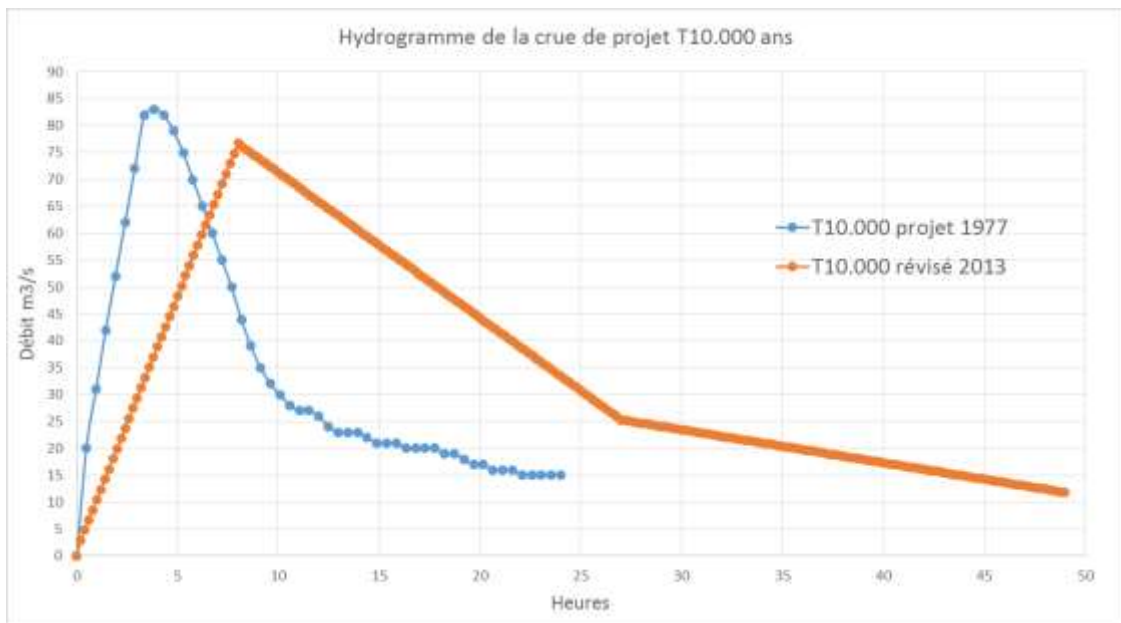
<sup>1</sup> Les ouvrages hydrauliques situés en aval de la tulipe, soit la galerie, le bassin de dissipation et le chenal d'évacuation, ont été dimensionnés pour faire transiter un débit de  $90 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondant approximativement au débit atteint en cas de fonctionnement simultané de l'évacuateur de crue à sa capacité maximale et de la vidange de fond ( $13,5 \text{ m}^3/\text{s}$  évacués sous la cote 156,45 mNGF).

<sup>2</sup> Calcul réalisé à l'aide d'un outil de calcul interne développé sur tableur Excel, qui détermine par pas de temps successifs la cote du plan d'eau après résolution de l'équation d'équilibre des volumes (volume entrant = volume stocké + volume évacué). Les données d'entrée du calcul sont l'hydrogramme entrant, la courbe hauteur-surface-volume de la retenue et la courbe hauteur-débit de l'évacuateur de crue. Outre le premier paramètre, les deux autres paramètres sont issus du dossier définitif du barrage de 1977).



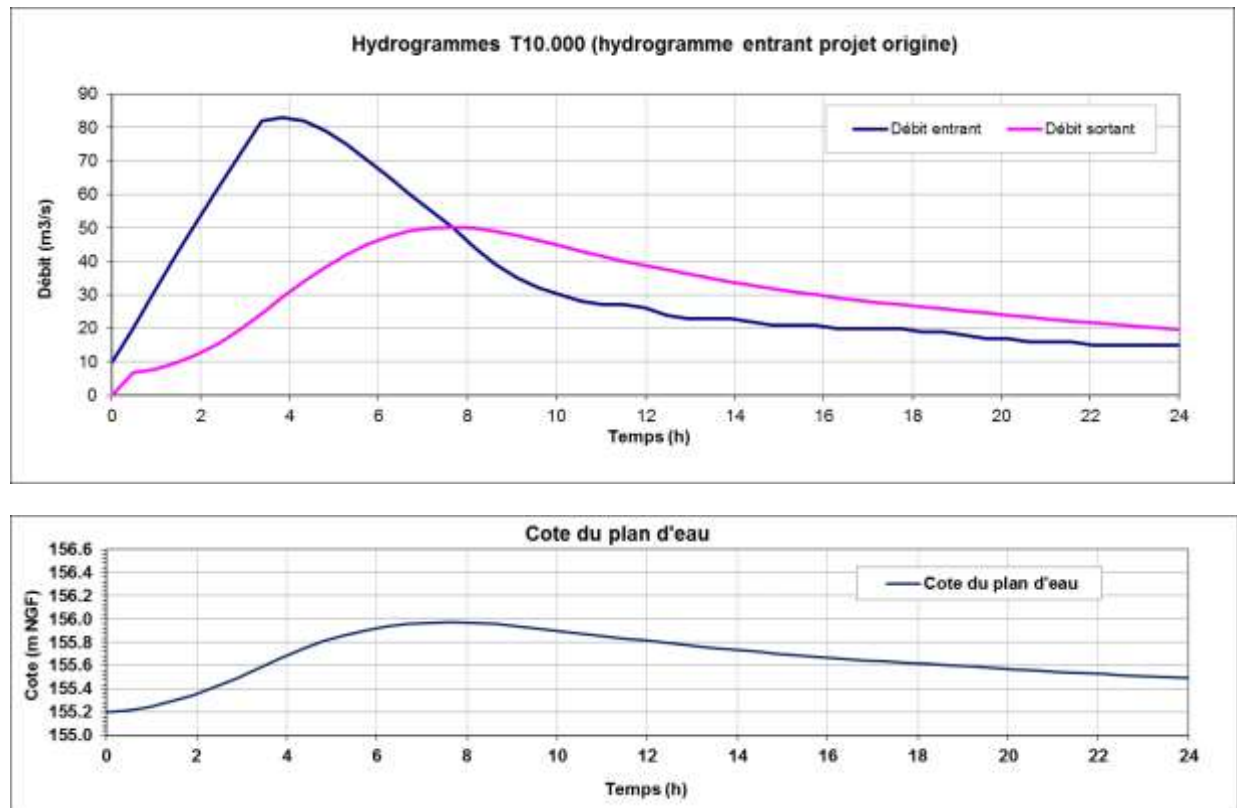
Cette cote (156,1), calculée avec l'hydrologie révisée, est supérieure à la cote calculée au projet (155,99) alors que le débit de pointe de l'hydrogramme entrant (76,7 m<sup>3</sup>/s) est inférieur à celui du projet (84 m<sup>3</sup>/s).

On présente les deux hydrogrammes sur le même graphique :



Il est très probable que l'hydrogramme révisé, de type HSMF, soit plus pénalisant que l'hydrogramme du projet et conduise à une plus forte surélévation du plan d'eau.

Un calcul de laminage a été réalisé dans le cadre de la présente étude, en intégrant l'hydrogramme entrant du projet. La cote atteinte par le plan d'eau est calculée à 155,97 (155,99 calculé au projet).



Le dimensionnement de l'évacuateur de crues permet d'évacuer le débit de 60 m³/s (débit de la crue décennale laminée, avec pour hydrogramme d'entrée le nouvel hydrogramme déterminé) sous la cote 156,1 mNGF avec une surélévation du plan d'eau de seulement 1,1 m, soit une valeur de revanche portée à 1,9 m.

En conclusion, on constate qu'au passage de la crue de projet révisée, la cote du plan d'eau est inférieure à la cote PHE originelle de 156,5 mNGF. Le barrage est correctement dimensionné vis-à-vis de la crue exceptionnelle dimensionnante (crue décennale).

Il n'apparaît pas utile de modifier la cote PHE originelle.

La cote PHE du barrage du Drennec est de 156,5 mNGF.

Il importe cependant que pour cette cote, le critère de revanche soit vérifié (voir §6.5).

### 6.1.6 Cote de danger

La cote de danger n'est pas définie dans les documents du barrage.

Selon les recommandations CFBR de juin 2013, cette cote correspond à la cote du plan d'eau au-delà de laquelle on ne sait plus garantir la stabilité du barrage.

Pour un barrage en remblai, cette cote ne peut pas être supérieure à la crête.

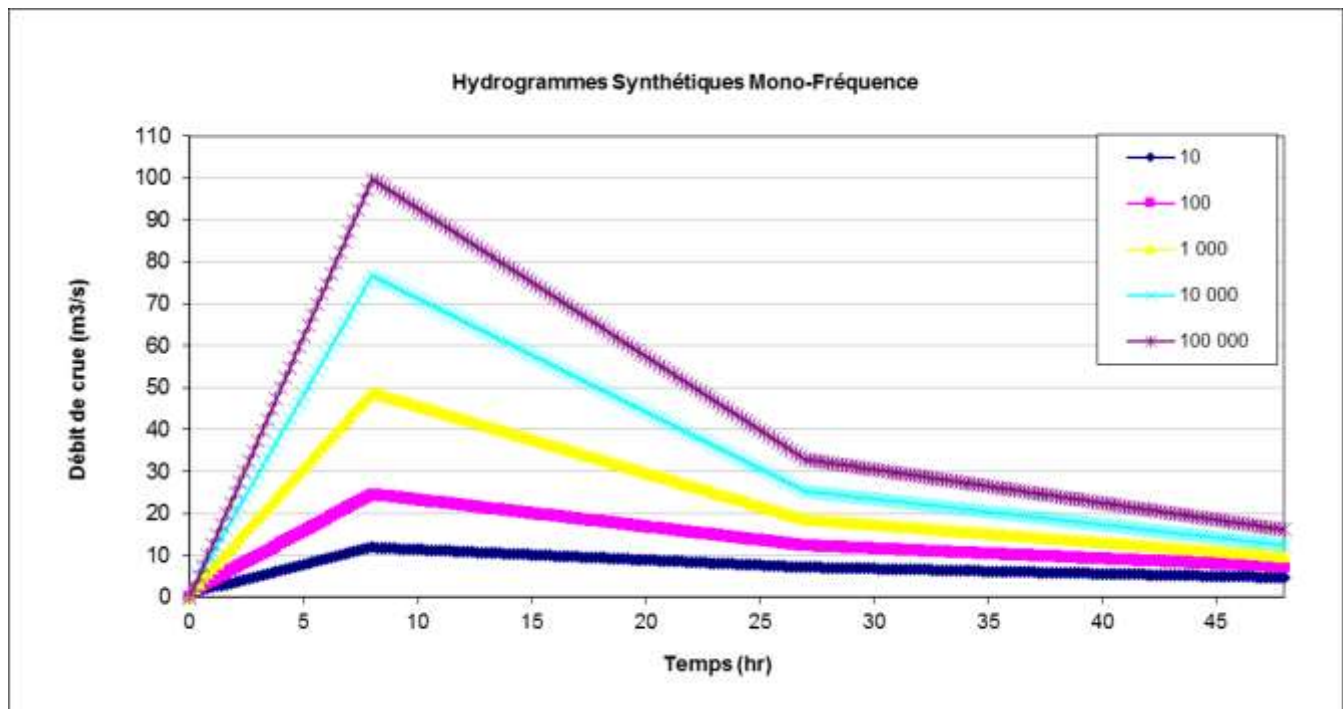
L'évènement correspondant à cette situation extrême est défini par sa probabilité annuelle de dépassement, qui doit être inférieure ou égale à  $10^{-5}$  pour les barrages de classe A.

Cette probabilité annuelle de dépassement peut correspondre à une crue de période de retour 100.000 ans.

Conformément aux mêmes recommandations, l'estimation de cette crue peut être faite en majorant la crue décennale par un coefficient multiplicateur de 1,3 sur les débits.

Nous appliquons ce coefficient sur les débits de la crue décennale révisée dont l'hydrogramme est présenté au §6.1.4

L'hydrogramme de la crue extrême de temps de retour 100.000 ans est présenté en violet sur le graphe suivant :

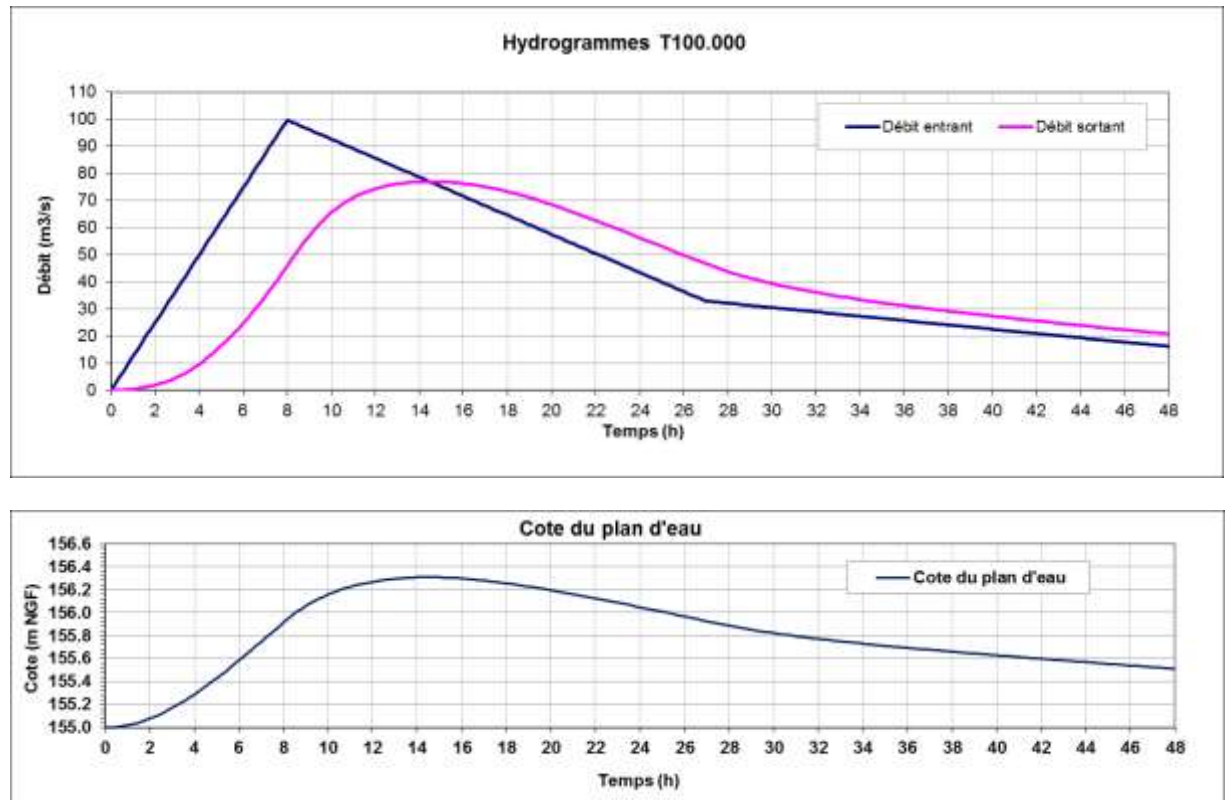


Un calcul de laminage de cette crue est réalisé en partant d'un niveau initial du plan d'eau à la cote RN (155,00 mNGF).



La cote maximale atteinte est calculée à 156,32 mNGF, soit 22 cm de plus que la cote atteinte au passage de la crue décennale.

Les hydrogrammes d'entrée et de sortie et l'évolution de la montée du plan d'eau sont donnés ci-dessous :



La cote atteinte au passage de la crue de danger est très inférieure au niveau de la crête. Elle se situe de plus dans la gamme de fonctionnement nominal de la tulipe d'évacuation (155 à 156,5). L'évacuation par la tulipe est réalisée normalement, sans décollement de la lame d'eau le long de la tulipe et du puits (d'après les résultats des essais et mises au point sur modèles réduits de l'évacuateur, Dossier définitif, 1977, CNARBRL).

Le risque de surverse est écarté.

Le calcul de stabilité réalisé au §8.3.1.4C-b- pour une cote de retenue au niveau de la crête de la paroi (situation extrême) montre que la stabilité est assurée avec une marge de sécurité. A fortiori, elle l'est également pour une cote de 156,32 mNGF. Cette cote est de plus inférieure à la cote d'arase de la paroi étanche (157).

La cote de danger est donc supérieure à la cote atteinte au passage de cette crue extrême.

La cote de danger peut être prise égale au niveau de la crête de la paroi soit 157 mNGF. La probabilité annuelle de dépassement de cette cote est inférieure à  $10^{-5}$ .

## 6.2 Séismes

### 6.2.1 Carte d'aléa sismique de la France

D'après la carte du nouveau zonage d'aléa sismique de la France, le barrage du Drennec se situe en zone d'aléa faible (zone 2) concernant la sismicité.

Les calculs de stabilité de conception ont pris en compte une sollicitation sismique horizontale, de valeur 0,05g.

D'après la base de données du BRGM ([www.sisfrance.net](http://www.sisfrance.net)), quatre séismes lointains ont été ressentis à Sizun, dont 1 depuis la construction du barrage, en 2002 :

Tableau 6-4: Séismes ressentis dans la commune de Sizun ([www.sisfrance.net](http://www.sisfrance.net))

Date	Heure	Localisation épicentrale	Région ou pays de l'épicentre	Intensité épicentrale	Intensité dans la commune
30 septembre 2002	6h44	Vannetais	Bretagne	5,5	2,5
4 septembre 1981	4h42	Manche	Bretagne	5	0
22 mars 1959	22h36	Atlantique (SW Belle Ile)	Bretagne	5,5	-
2 janvier 1959	6h20	Cornouaille	Bretagne	7	5

## 6.3 Stabilité des versants

Compte tenu de la nature du substratum, des reliefs peu accentués qui dominent la retenue, de la végétation abondante qui les boise, de l'absence de toute trace de mouvements antérieurs de terrain, de la faible sismicité de la région, il paraît raisonnable de considérer que les ouvrages du site du Drennec ne sont pas situés à proximité de versants susceptibles de conduire à un phénomène gravitaire rapide affectant le volume d'eau de la retenue. Ainsi, cet aléa naturel n'est pas envisageable et n'a pas fait l'objet d'une étude spécifique.

## 6.4 Orages

Le risque de coupure de l'alimentation en énergie électrique du barrage liée à l'impact de la foudre sur le réseau EDF peut potentiellement survenir.

Cependant, nous avons vu au paragraphe 6.1.5 que les ouvrages d'évacuation des crues (seuil libre sur tulipe et galerie) ont été conçus pour évacuer les crues à eux seuls, sans apport d'énergie. Par conséquent, la sécurité du barrage est assurée pour les crues d'intensité inférieure ou égale à la crue de projet en cas de défaut d'alimentation en énergie du site du barrage.

Ainsi, cet aléa naturel n'est pas envisageable et n'a pas fait l'objet d'une étude spécifique.

## 6.5 Vents

Le vent peut créer une surverse grâce aux vagues se formant sur la retenue et plus particulièrement dans le cas d'un ouvrage à parement incliné comme les barrages constituant l'aménagement.

La revanche du barrage est calculée pour deux situations de projet vis-à-vis du vent :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ;
- un vent de période de retour 1000 ans sur la retenue normale.

La cote du plan d'eau ajoutée de la valeur de revanche est déterminée pour ces deux situations. La cote minimale à retenir pour la crête du barrage ou du pare-vague éventuel est la cote la plus haute des deux.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant. Nous avons employé les règles de l'ENV 1991-2-4 (Eurocode 1) pour définir la sollicitation due au vent, puis les recommandations du CFBR pour calculer la vague de projet et la hauteur de déferlement.

		T 50 ans	T 1000 ans
Vitesse moyenne du vent sur 10mn à 10m au-dessus de l'eau en site plat et peu rugueux	$U_{600}$ (m/s)	30.0	35.9
	g	0.6	0.6
	l	0.2	0.2
	G	1.1	1.1
Vitesse moyenne sur 1hr	$U_{3600}$ (m/s)	26.9	32.2
Vitesse moyenne à la surface de l'eau sur 1hr	$U_{3600}$	29.6	35.5
Angle entre la direction du vent et des vagues	$\theta$	0	
Vitesse efficace ajustée	$\hat{U}_a$	49.0	62.7
Fetch de la retenue	F	1400	
Hauteur significative de vague	Hs	0.88	1.13
Hauteur significative de vague corrigée	Hs corrigé	0.92	1.19
Facteur correctif (5% des vagues > Hd)	K	1.25	1.25
Hauteur de la vague de projet	Hd	1.15	1.48
Période du pic spectral des vagues	T	3.08	3.44
Longueur d'onde des vagues	L	14.8	18.4
	Hd/L	0.078	0.080
Fruit du parement amont	fruit	3	
Hauteur de déferlement (run-up)	R (m)	<b>0.93</b>	<b>1.19</b>
	Cote RN	155	
	Cote PHE	156.50	
	Cote de crête minimale	157.43	156.19
	<b>Cote à retenir</b>	<b>157.43</b>	
	Cote de crête actuelle	<b>158</b>	
	Marge disponible	<b>0.57</b>	

La revanche nécessaire est calculée à :

- 0,93m au-dessus de la PHE, conduisant à une cote de 157,43
- 1,19m au-dessus de la RN, conduisant à une cote de 156,19

La crête, à la cote 158, est supérieure à ces deux cotes.

**Le barrage du Drennec est par conséquent correctement dimensionné pour faire face à un événement exceptionnel de tempête pour un niveau du plan d'eau à la RN comme aux PHE.**

Remarque : ce calcul de revanche est sécuritaire, étant donné qu'il n'a pas été pris en compte le fait que les vents dominants sont orientés Ouest-Est donc dans le sens opposé à la retenue. La hauteur de vague réelle serait donc probablement inférieure aux valeurs calculées ici.

La tempête est cependant souvent concomitante avec de fortes pluies susceptibles de générer un risque d'apport d'embâcles et d'obstruction de l'ouvrage d'évacuation des crues. Cet aléa naturel sera pris en compte dans l'analyse des scénarios de défaillance de l'évacuateur de crues. Toutefois, le retour d'expérience montre qu'il n'a pas été observé d'embâcles autour de la tulipe par le passé.

## 6.6 Gel

Selon la norme FD P 18-326 béton - zones de gel en France de Novembre 2004 qui classe les régions selon le degré d'exposition au gel, le barrage du Drennec se situe en « zone de gel faible ou modérée ».

Le gel peut avoir un impact potentiel sur les organes hydromécaniques en induisant le risque de blocage en cas de températures négatives et provoquer des désordres sur les enrochements calcaires recouvrant le parement amont.

Le barrage est peu sensible à cet aléa naturel car d'une part l'évacuateur n'est pas vanné, et, d'autre part, les vannes de restitution et de vidange se situent à une vingtaine de mètres sous le niveau de la retenue normale et sont protégées par les chambres des vannes au sein de la galerie.

En revanche, en cas de survenue d'une crue en période de gel de la retenue, l'évacuateur de crues pourrait être soumis au risque d'obstruction par des blocs de glace. Cette situation sera prise en compte dans l'analyse des scénarios de défaillance de l'évacuateur de crues.

## 6.7 Neige

La neige tombant sur le bassin versant propre à l'ouvrage peut être à l'origine d'apports importants et peut également créer des difficultés d'accès au site.

Le barrage du Drennec se situe en zone 1A sur la carte des zones de neige NV65, soit sur la zone la moins sensible à cet aléa.

L'ouvrage étant correctement desservi et les rapports de surveillance et d'auscultation ne faisant pas état d'événements neigeux importants, cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse de risques.

## 7

## Étude accidentologique et retour d'expérience

### 7.1 Accidents survenus sur des ouvrages similaires

La Commission Internationale des Grands Barrages CIGB, dans son bulletin « Analyse statistique des ruptures de barrages » (Bulletin 99), prononce les conclusions suivantes :

- Le pourcentage de ruptures a décru au cours des quatre dernières décennies.
- La plupart des ruptures intéressent des barrages jeunes. Celles-ci surviennent le plus fréquemment au cours des 10 premières années (70 %) et plus spécialement pendant la première année.
- Ce sont les barrages construits au cours de la décennie 1910-1920 qui ont subi le taux de rupture le plus élevé.
- Pour les barrages en béton, les problèmes de fondation constituent la cause de rupture la plus fréquente : érosion interne (21 %) et résistance au cisaillement insuffisante (21 %) de cette fondation.
- Pour les barrages en remblai, la submersion constitue la principale cause de rupture (31 % comme cause principale, 18 % comme cause secondaire), suivie par l'érosion interne du corps du barrage (15 % comme cause principale et 13 % comme cause secondaire) et l'érosion interne des fondations (12 % comme cause principale et 5 % comme cause secondaire).
- Quand la rupture est imputable aux ouvrages annexes, c'est l'insuffisance de capacité des évacuateurs qui intervient le plus fréquemment (22 % comme cause principale, 39 % comme cause secondaire).

L'article (Foster et al. 2000<sup>3</sup>) décrit les résultats d'une analyse statistique des ruptures et accidents de barrages en remblai, se concentrant spécifiquement sur des incidents impliquant l'érosion interne et l'instabilité des talus.

En 1986, la population des grands barrages en remblai (au sens du registre de la CIGB) comporte environ 11 000 ouvrages, sans inclure les barrages au Japon avant 1930 ni les barrages en Chine. Les barrages en enrochements avec noyau central en argile représentent environ 8 % de cette population.

Pour les 136 cas de rupture recensés pour les barrages en remblai, les modes de rupture les plus fréquemment constatés correspondent à la surverse et à l'érosion interne (du corps du barrage et/ou des fondations), suivis ensuite par défaillance de l'évacuateur des crues. L'instabilité des talus et les ruptures sous sollicitations sismiques sont les modes de rupture les moins fréquents.

**Table** Failure statistics for large embankment dams by dam zoning categories (up to 1986).

Dam zoning type	% of population	No. of failure cases	% of failure cases	Mode of failure									Spillway-gate failure	Unknown
				Piping			Slope instability			Earthquake	Overtopping			
				Through embankment	Through foundation	From embankment into foundation	Downstream slide	Upstream slide						
Homogeneous earthfill	9.5	23 (17)	28 (32)	14	2	0	1	0	1	6	0	0		
Earthfill with filter	15	4 (2)	5 (4)	2	0	0	0	0	0	2	0	0		
Earthfill with rock toe	6.1	9 (9)	11 (17)	5	3	1	0	0	0	0	0	0		
Zoned earthfill	35.9	7 (5)	9 (9)	4	1	0	0	0	0	2	0	0		
Zoned earth and rockfill	9.3	4 (3)	5 (6)	1	0	1	1	0	0	1	0	0		
Central core earthfill and rockfill	8.4	4 (1)	5 (2)	0	0	0	1	0	0	3	0	0		
Concrete face earthfill	4.1	4 (4)	5 (8)	2	3	0	0	0	0	0	0	0		
Concrete face rockfill	2.8	1 (0)	1 (0)	0	0	0	0	0	0	1	0	0		
Puddle core earthfill	4.7	5 (4)	6 (8)	4	0	0	0	0	0	0	1	0		
Earthfill with concrete corewall	2.4	11 (3)	13 (6)	0	2	0	0	1	0	4	3	1		
Rockfill with concrete corewall	0.9	0 (0)	0 (0)	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Hydraulic fill	0.9	5 (3)	6 (6)	0	1	0	2	0	0	0	2	0		
Other	—	5 (3)	6 (6)	1	2	0	0	0	0	1	1	0		
Unknown	—	54 (13)	6	6	5	0	1	0	1	26	9	7		
Total	100	136 (66)	100 (100)	39	19	2	6	1	2	46	16	8		

Note: The values in parentheses refer to statistics for structural modes of failure, comprising piping, slope instability, and earthquake modes of failure. The number of failure cases for the modes of failure do not necessarily sum to the total number of failure cases because some dams were classified as multiple modes of failure.

**Figure 7-1 : Statistiques de ruptures de grands barrages en remblai (Source : Foster et al., 2000)**

La figure suivante présente une synthèse des facteurs associés à la fréquence d'incidents par érosion interne dans le corps d'un barrage en remblai.

<sup>3</sup> Foster et al. 2000 – Canadian Geotechnical Journal, 2000, vol. 37, pp. 1000-1024

**Table** Summary of the factors influencing the frequency of failure by piping through the embankment.

Factor	General factors influencing frequency of failure				
	Much more likely	More likely	Neutral	Less likely	Much less likely
Zoning	Homogeneous earthfill, earthfill with rock toe, puddle core earthfill	Concrete face earthfill	Earthfill with concrete corewall, hydraulic fill	Earthfill with filter, zoned earthfill, zoned earth and rockfill	Central core earth and rockfill; concrete face rockfill; rockfill with concrete corewall
Embankment filters		No embankment filter			Embankment filter present
Core geological origin	Alluvial	Aeolian, colluvial	Residual, lacustrine, marine, volcanic		Glacial
Core soil type	Dispersive clays; low-plasticity silts (ML); poorly graded and well-graded sands (SP, SW)	Clayey and silty sands (SC, SM)	Well-graded and poorly graded gravels (GW, GP); high-plasticity silts (MH)	Clayey and silty gravels (GC, GM); low-plasticity clays (CL)	High-plasticity clays (CH)
Compaction	No formal compaction	Rolled, modest control	Puddle, hydraulic fill		Rolled, good control
Conduits and other locations of piping	Conduit through the embankment	Irregularities in foundation or abutment, steep abutments			No conduit through the embankment

**Figure 7-2 : Synthèse des facteurs associés à la fréquence d'incidents par érosion interne dans le corps d'un barrage en remblai**

Les catégories de barrages en remblai ayant les taux de rupture par érosion interne les plus élevés présentent intrinsèquement un pauvre contrôle des écoulements au sein du barrage. Les barrages en remblai homogènes ont le taux de rupture le plus élevé. D'autres catégories de barrages zonés avec un taux élevé de rupture par érosion interne sont les barrages en remblai avec pied drainant, les remblais avec masque en béton et les remblais avec noyau mince.

Les barrages avec noyau en matériaux de type alluvial (en particulier avec limons peu plastiques ou sables bien ou mal gradués) présentent un taux de rupture plus élevé que la moyenne. Au contraire, des noyaux avec des argiles à plasticité élevée sont peu sensibles aux problèmes d'érosion interne. En revanche, les barrages construits avec des argiles dispersives sont plus susceptibles aux ruptures par érosion interne. La qualité du compactage est également un facteur intervenant dans les fréquences de ruptures observées par érosion interne.

L'initiation des ruptures ou accidents par érosion interne du corps du barrage se situe de manière préférentielle autour ou proche des conduites ou d'autres ouvrages traversant le barrage (Figure 7-3).



Fig. Piping initiation location of the incidents of piping through the embankment.

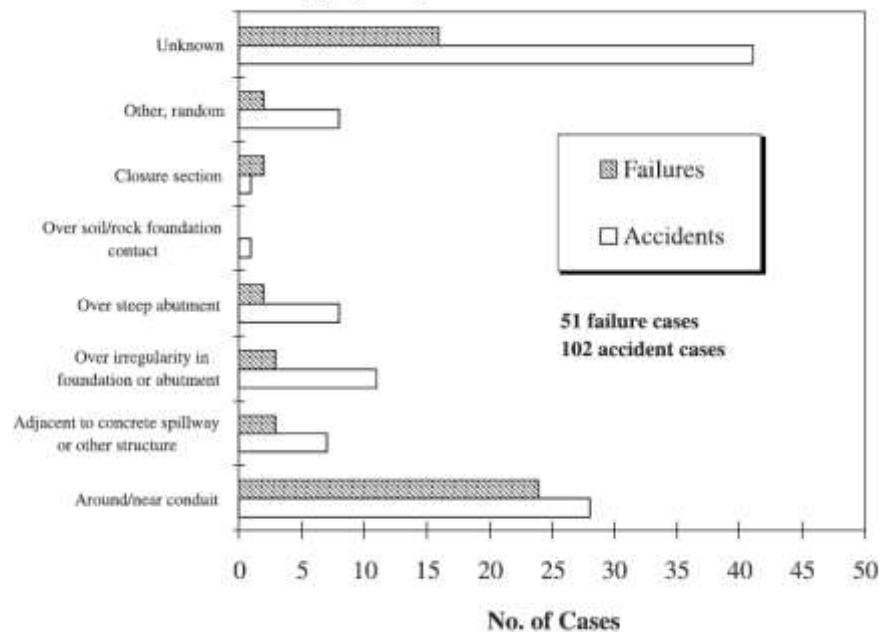


Figure 7-3 : Localisation de l'initiation d'érosion des incidents par érosion interne du corps de barrages en remblai

Ce retour d'expérience montre également qu'en fondation, la présence de filtres et/ou des clés d'ancrage réduisent le risque de rupture par érosion interne.

## 7.2 Accidents, incidents, évolutions lentes survenues sur l'ouvrage

L'exploitation normale de la retenue est caractérisée par un remplissage hivernal et une baisse du niveau de la retenue à l'automne. L'importance du marnage reste relativement stable d'une année sur l'autre et présente une amplitude moyenne de 5 m environ.

Depuis la première mise en eau, le barrage a connu trois vidanges, à l'occasion des visites décennales :

- novembre 1986 (partielle),
- décembre 1996 (quasi-totale avec dérogation),
- octobre 2006 (totale avec intervention d'entretien sur les ouvrages).

Aucun incident ou accident n'a été relevé sur l'ouvrage depuis sa construction.

Les seuls faits marquants relevés sur le barrage sont les suivants :

- Incident de procédure de fermeture/ouverture des vannes de vidange lors d'un essai dans le cadre de la visite décennale du 19 octobre 2006 du fait de la non-déconnexion de la sécurité (contact fin de course de la vanne) avant la manœuvre.
- présence de fuites dans la galerie supérieure au niveau des joints interplots.
- présence de fuites dans la galerie inférieure au niveau de la jonction entre les voussoirs préfabriqués et les bajoyers coulés en place sur tout le linéaire en amont de la paroi d'étanchéité.
- Présence de concrétions et stalactites blanchâtres sur les voiles de la galerie de vidange.
- Présence de fissurations et écaillage de la partie supérieure de la tulipe.

Pour ce qui concerne les deux derniers points, un examen comprenant des prélèvements et essais en laboratoire a été réalisé par le CETE Ouest en 1996. La conclusion faisait apparaître les éléments suivants :

- Pour la tulipe, seule la couche superficielle de façonnage (SIKA TOP) serait concernée.
- La résistance du béton de la galerie et chambre des vannes est bonne et la profondeur de carbonatation quasi-nulle.
- Les concrétions et stalactites proviennent essentiellement de l'attaque par l'eau provenant de la retenue et acidifiée après la traversée du remblai. Des injections par résines aquaréactives sont nécessaires pour les points d'infiltration non colmatés (essentiellement les plans de reprise de bétonnage situés en haut des voiles de la galerie inférieure).
- Un phénomène d'alcali-réaction impacterait le béton de la galerie inférieure, sans toutefois provoquer de désordres notables sur la structure.

### 7.2.1 Évolution des mesures d'auscultation

Le dernier rapport d'auscultation (2012) signale que l'analyse des mesures d'auscultation (débits de fuite, piézométrie, mesures topographiques) de l'année 2012 n'attire l'attention sur aucun phénomène particulier : tous les comportements se révèlent en continuité avec le passé et aucune mesure ne remet en cause le bon fonctionnement ou la sécurité de l'ouvrage.

## 7.2.2 Crue enregistrée supérieure à une crue de référence

Les rapports d'exploitation et les rapports de surveillance ne font pas état de crues significatives établies comme événements exceptionnels.

Le niveau maximum atteint par la retenue a été de 155,35 mNGF le 26 janvier 1995, soit 35 cm au-dessus de la cote de retenue normale.

Le dépassement de la cote de retenue normale (déversement par l'évacuateur) est constaté tous les ans depuis la première mise en eau, excepté en 1997, année marquée par le remplissage partiel de la retenue après la vidange décennale de 1996.

La dernière crue significative s'est déroulée en février 2010 où la retenue a atteint un maximum de 155,18 mNGF (RN + 18 cm) le 28 février, à la suite d'apports importants sur le bassin versant du barrage (136 mm la semaine précédente).

Une autre crue significative à noter est celle du printemps 2000 où le barrage a déversé pendant 4 mois environ. La lame d'eau maximum atteinte a été de 11 cm le 21 avril.

## 7.2.3 Séisme

L'exploitation du barrage du Drennec a fait état d'un événement sismique depuis sa construction (d'après base de données BRGM : [www.sisfrance.net](http://www.sisfrance.net)):

Date	Heure	Localisation épicentrale	Région ou pays de l'épicentre	Intensité épicentrale	Intensité dans la commune
30 septembre 2002	6h44	Vannetais	Bretagne	5,5	2,5

Une campagne d'auscultation topographique du barrage, réalisée 2 jours après le séisme du 30/09/2002, a permis de confirmer l'absence de déformations ou de déplacement du barrage à la suite du séisme.

## 8

## **Identification et caractérisation des risques en termes de probabilité d'occurrence, d'intensité et de cinétique des effets, et de gravité des conséquences**

### **8.1 Démarche générale**

La démarche adoptée pour l'analyse de risques comprend les étapes classiques de la sûreté de fonctionnement :

- l'analyse fonctionnelle. Elle a été traitée dans le chapitre 3 de notre étude ;
- l'analyse des modes de défaillance du barrage et de ses ouvrages annexes, proposée à partir de la méthode AMDE – analyse des modes de défaillance et de leurs effets ;
- la modélisation de la sûreté de fonctionnement du système et des scénarios de défaillance. Elle est proposée à partir de la méthode des arbres d'événements qui permet de construire les scénarios de défaillance ;
- l'analyse quantitative des scénarios. Elle inclut une synthèse des trois premières étapes (y compris l'analyse fonctionnelle – chapitre 3) et une évaluation quantitative experte des probabilités des défaillances technologiques des composants de l'ouvrage. Les scénarios de défaillance sont évalués et associés à une probabilité d'occurrence et une description qualitative des conséquences (débits relâchés en aval du barrage).
- l'analyse de la criticité des scénarios de défaillance par le croisement de l'évaluation de leur probabilité d'occurrence et leurs conséquences.

### 8.1.1 L'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets (AMDE)

L'AMDE (Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets) est une méthode inductive d'analyse des défaillances potentielles d'un système. Elle considère systématiquement, l'un après l'autre, chaque ouvrage du système et analyse ses modes de défaillance (un mode de défaillance est la non réalisation d'une fonction dans des conditions prévues : pas, perte ou dégradation d'une fonction, fonctionnement intempestif) et leurs effets.

Les résultats de l'analyse AMDE sont présentés sous la forme de tableau en annexe 1.

### 8.1.2 La modélisation des scénarios de défaillance

Lorsque les modes de défaillance ont été identifiés, les méthodes pour la modélisation des scénarios de défaillance permettent de construire les enchaînements de modes de défaillance – les scénarios de défaillance – pouvant conduire à la défaillance globale du système.

Parmi les différentes méthodes de modélisation des scénarios de défaillance, la méthode de l'arbre d'événements constitue une des principales méthodes utilisées dans le génie civil. La séquence des événements de l'arbre se déroule de façon inductive, à partir de l'événement initiateur jusqu'aux événements finaux. L'objectif de la méthode de l'arbre d'événements est de décrire les scénarios de fonctionnement du système à partir d'un événement initiateur.

Le développement de l'arbre se fait de façon inductive, en étudiant le comportement (fonctionnement ou dysfonctionnement) de chaque composant du système. Le fonctionnement ou le dysfonctionnement d'un composant correspond alors à un événement et un scénario est formé de plusieurs événements qui se combinent. Les arbres d'événements permettent de déterminer l'enchaînement des événements jusqu'à l'événement final.

Des barrières de sécurité sont considérées dans le déroulement de certains scénarios. Elles ont vocation à réduire la probabilité de l'occurrence du scénario en permettant de contrôler la propagation du scénario jusqu'au mode de rupture considéré.

Lors d'une analyse quantitative des risques, on évalue la probabilité d'apparition de chaque événement de l'arbre et la probabilité d'apparition d'un scénario est alors égale au produit des probabilités d'apparition des événements constituant ce scénario.

La grille de probabilité d'événements utilisée dans cette étude, définie selon un jugement d'expert, est présentée dans le tableau suivant.

Tableau 8-1 : Grille de probabilité d'Événements définie selon un jugement d'expert

Appréciation experte de la probabilité d'occurrence	Traitement quantitatif des dires d'expert
Extrêmement peu probable	0,001
Très peu probable	0,01
Peu probable	0,10
Probable	0,25
Très probable	0,50
Quasiment certain	1

### 8.1.3 L'analyse de criticité

L'analyse de criticité permettra de classer les scénarios analysés en fonction de leur probabilité d'occurrence et de la gravité de leurs conséquences.

Les classes de probabilité d'occurrence des **scénarios** de défaillance utilisées dans cette étude sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 8-2 : Classes de probabilité d'occurrence des scénarios de défaillance

Échelle de probabilité	Description de la probabilité d'occurrence	Probabilité associée (P)
1	Scénario extrêmement peu probable	$P < 10^{-5}$
2	Scénario très peu probable	$10^{-5} \leq P < 10^{-4}$
3	Scénario peu probable	$10^{-4} \leq P < 10^{-3}$
4	Scénario probable	$10^{-3} \leq P < 10^{-2}$
5	Scénario très probable	$10^{-2} \leq P$

L'évaluation de la gravité des conséquences des scénarios analysés est réalisée dans cette étude selon les classes de gravité proposées dans le guide de lecture des études de dangers de barrages (Tableau 8-3).

Tableau 8-3 : Classes de gravité des conséquences

Échelle de gravité	Classes de gravité des conséquences	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique rapide	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique lente
5	Désastreux	$\geq 1\ 000$	$\geq 10\ 000$
4	Catastrophique	$\geq 100$ et $< 1\ 000$	$\geq 1\ 000$ et $< 10\ 000$
3	Important	$\geq 10$ et $< 100$	$\geq 100$ et $< 1\ 000$
2	Sérieux	$\geq 1$ et $< 10$	$\geq 10$ et $< 100$
1	Modéré	-----	$\geq 1$ et $< 10$

Le classement et la hiérarchisation des scénarios analysés sont effectués finalement à partir d'une grille de criticité, définie en fonction de leur probabilité d'occurrence et de la gravité de leurs conséquences. La grille de criticité utilisée dans cette étude est présentée dans la Figure 8-1.

Criticité			Probabilité				
			Scénario extrêmement peu probable	Scénario très peu probable	Scénario peu probable	Scénario probable	Scénario très probable
			1	2	3	4	5
Gravité	Désastreux	5					
	Catastrophique	4					
	Important	3					
	Sérieux	2					
	Modéré	1					

Figure 8-1 : Grille de criticité

Finalement, les mesures de réduction des risques présentées au chapitre 9 visent à réduire la criticité des scénarios analysés par la réduction de leur probabilité d'occurrence et/ou par la diminution de leur gravité.

## 8.2 Identification des scénarios de défaillance

Les résultats de l'Analyse des Modes des Défaillance et de leurs Effets, AMDE, (cf. annexe 1) montrent que les seuls scénarios susceptibles de provoquer une libération d'un volume d'eau non contrôlée vers l'aval du barrage sont les suivants :

- ✓ **Scénarios de rupture du barrage**
  - ◆ Scénario 1 : rupture par érosion interne
    - dans le corps du barrage (1A)
    - dans la fondation (1B)
  - ◆ Scénario 2 : rupture par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage
  - ◆ Scénario 3 : rupture par glissement en période de crue
  - ◆ Scénario 4 : rupture sous sollicitations sismiques
  - ◆ Scénario 5 : rupture par glissement suite à une vidange rapide
  - ◆ Scénario 6 : rupture par surverse suite à une obstruction du déversoir ou du puits par des embâcles ou de la glace
  - ◆ Scénario 7 : rupture par déformation excessive des fondations
- ✓ **Scénarios de défaillance du dispositif de vidange**
  - ◆ Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange
- ✓ **Scénarios de défaillance du dispositif de prise**
  - ◆ Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif de prise
- ✓ **Scénario de rupture du barrage par érosion régressive depuis l'aval**
  - ◆ Scénario 10 : Sous-dimensionnement du bassin de dissipation
- ✓ **Scénario de rupture de la tour tulipe**
  - ◆ Scénario 11 : Rupture sous sollicitations sismiques

Les scénarios analysés ci-après concernent les événements pouvant impacter la sécurité publique conformément au décret du 11 décembre 2007 ; les scénarios impactant uniquement l'exploitation des ouvrages n'ont pas tous été déclinés dans cette analyse.



## 8.3 Modélisation et évaluation de l'occurrence des scénarios de défaillance

### 8.3.1.1 Scénario 1A : Érosion interne dans le corps du barrage

#### A- Description du scénario (1A)

Le barrage est soumis en conditions normales à des sollicitations hydrauliques qui génèrent l'établissement d'une ligne de saturation à l'intérieur du remblai. La paroi au coulis a pour objectif de rabattre cette ligne d'eau pour éviter une piézométrie élevée dans la recharge aval et le développement de gradients hydrauliques trop forts. Dans le cas d'une défaillance de la paroi au coulis, le dispositif de drainage du corps du barrage (filtre vertical et tapis drainant) permet de drainer les percolations et de rabattre la ligne d'eau.

C'est donc la défaillance combinée de la paroi au coulis et du dispositif de drainage du corps du barrage qui pourrait conduire à la saturation de la recharge aval et le développement de gradients hydrauliques trop élevés amorçant un phénomène d'érosion interne.

Le système d'auscultation doit permettre de détecter la performance de la paroi moulée par le suivi de la piézométrie et la performance du dispositif de drainage par le suivi des débits de fuite. L'inspection visuelle du barrage constitue également un moyen de détection d'une amorce d'érosion interne. L'auscultation constitue ainsi une barrière de sécurité importante qui devrait permettre d'engager des mesures de conservation et de remise à niveau des composants.

Si le système d'auscultation ne remplit pas son rôle de surveillance (ou si l'exploitant ne prend pas les mesures nécessaires), l'érosion interne du corps du barrage peut conduire à l'érosion et à la déstabilisation de la recharge aval.

#### B- Modélisation scénario 1A : Érosion interne dans le corps du barrage

Le scénario 1A d'érosion interne dans le corps du barrage suite à une défaillance du système d'étanchéité et du système de drainage comporte 3 modes de défaillance successifs et une barrière de sécurité susceptible également de connaître des défaillances ; l'événement initiateur est la sollicitation hydraulique associée au niveau de la retenue. Les modes de défaillance succédant à l'événement initiateur sont les suivants :

- défaillance de la paroi au coulis ;
- défaillance du système de drainage ;

➔ *Barrière de sécurité : suivi des débits de drainage et de la piézométrie dans le corps du barrage*

- érosion interne et déstabilisation de la recharge aval.

Ce scénario peut être modélisé par l'arbre d'événements suivant :

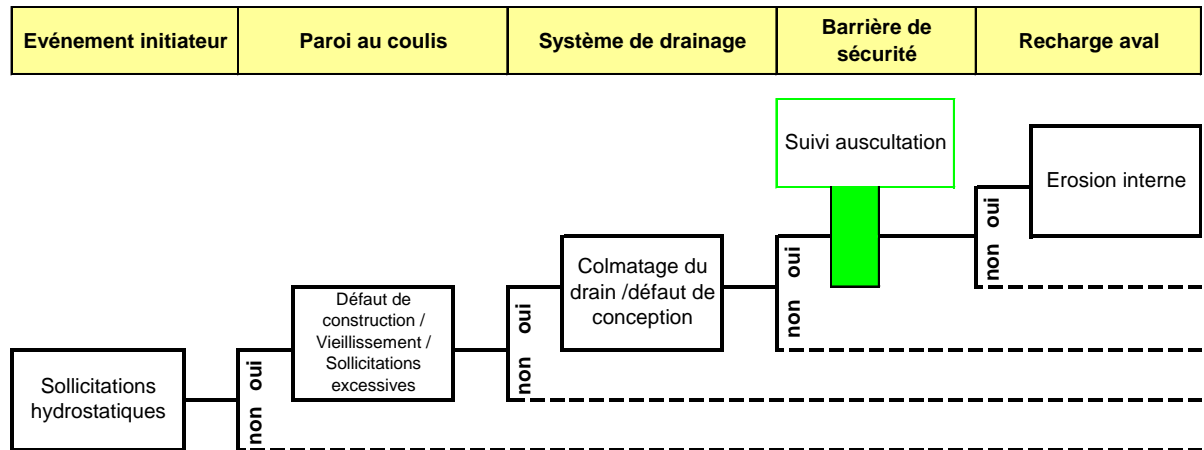


Figure 8-2 : Arbre d'événements – Scénario 1A : rupture du barrage par érosion interne dans le corps du barrage

## C- Quantification des probabilités d'occurrence (1A)

### a- Évaluation de la défaillance de la paroi au coulis

La perte des facultés étanches de la paroi au coulis peut résulter :

- **D'un défaut de construction,**
- **D'un vieillissement irréversible (phénomène de dissolution conduisant à la perte d'étanchéité du dispositif),**
- **De sollicitations excessives liées au déplacement amont-aval excessif du barrage.**

Pour évaluer dans quelle mesure la paroi au coulis actuelle est sensible à ce phénomène, nous avons analysé les données compilées dans l'analyse fonctionnelle.

**1/ La composition de la paroi** est conforme à la qualité attendue d'une paroi moulée.

**2/ Le mode de réalisation de la paroi** semble garantir :

- un bon recouvrement entre les panneaux avec une continuité assurée de la paroi ;

- l'étanchéité au contact remblai-fondation (ancrage de la paroi dans une bêche en gore de faible perméabilité à 3 m sous le terrain naturel) ;
- l'étanchéité au contact paroi-galerie grâce à la réalisation d'un massif en béton d'argile partiellement encagé dans des voiles en béton, encastrés dans le voussoir n°4.

Cependant, le rapport de construction fait état d'une anomalie lors de l'exécution du plot 6G entre les cotes 136,7 et 137 mNGF : une baisse brutale du niveau du coulis a été observée sur 3 m de hauteur environ, correspondant à un volume de 6 m<sup>3</sup>.

D'après le rapport de construction, cette perte peut s'expliquer par le claquage du fond de fouille (gores) au niveau 137 mNGF, conduisant à la mise en communication de la fouille avec le gore desserré autour des éléments de béton anti-renard à la base de la bêche d'ancrage.

Des visites des puits de drainage ont été réalisées et aucune trace de coulis n'a été observée dans les eaux écoulées. Par conséquent, les filtres n'auraient pas été pollués par les pertes de coulis.

En raison de la remontée d'air et de limon en surface du panneau 6G observée le jour même, ce panneau a été entièrement refait. Aucune anomalie n'a été rencontrée, ni au cours de la reprise de ce panneau ni ultérieurement.

### 3/ Suivi de l'auscultation

L'analyse des mesures d'auscultation fait état d'un bon rabattement de la nappe au niveau du parement aval.

Par ailleurs, les déplacements amont-aval du barrage n'ont jamais dépassé les valeurs attendues pour un barrage en remblai et sont maintenant quasiment stabilisés.

**La composition et la construction de la paroi au coulis ont été réalisées conformément aux règles de l'art. L'anomalie rencontrée en phase d'exécution sur la passe 6G a conduit à la reprise de cette passe, sans nouvelle anomalie rencontrée.**

**La paroi au coulis semble correctement jouer son rôle de dispositif étanche. Par ailleurs, elle n'a jamais subi de sollicitations extrêmes.**

**De plus, on rappelle la présence du noyau en matériaux d'altération du granite traités, entre la paroi moulée et le filtre, qui est susceptible d'avoir un effet de limitation des percolations vers le filtre en cas de défaillance de la paroi moulée.**

**Nous considérons donc que la probabilité de défaillance du dispositif d'étanchéité et de développement de circulations internes importantes vers le filtre est « très peu probable » (P=0,01).**

**b- Évaluation de la défaillance du dispositif de drainage du corps du barrage**

La défaillance du dispositif de drainage (perte de capacité drainante) peut résulter d'une perte de la capacité drainante liée à :

- Un défaut de conception : granulométrie inadaptée pour des matériaux drainants,
- Un colmatage du dispositif de drainage (non-respect des conditions de filtre),
- Une mauvaise mise en œuvre.

Le dispositif de drainage est correctement conçu avec :

- un filtre vertical entre le noyau en gore et la recharge aval, permettant de collecter les éventuelles eaux de percolation issues d'une défaillance de la paroi au coulis et d'assurer la transition entre le noyau et la recharge,
- un tapis drainant tricouches avec géotextile et bretelles drainantes qui drainent les eaux percolées par le filtre vertical ou les eaux sous fondations.

Par ailleurs, la granulométrie des matériaux employés est adaptée à des matériaux filtrants.

La mise en place d'un géotextile protégé en partie supérieure par une couche de matériaux fins constitue une bonne disposition pour assurer la filtration à la transition drain/recharge aval.

**2/ Exécution**

La mise en œuvre des matériaux du tapis filtrant a été faite au grader et le compactage au rouleau vibrant.

Le filtre vertical a été réalisé par creusement d'une tranchée dans le remblai du barrage au fur et à mesure de l'avancement. La hauteur de la tranchée en partie inférieure du barrage n'a pas dépassé 1 m afin de s'assurer du raccordement efficace du filtre avec le tapis drainant.

**3/ Suivi de l'auscultation**

Les mesures des débits de fuite sont stables et la piézométrie est faible dans la recharge aval.

**La composition et la conception du dispositif de drainage sont adaptées au barrage.**

**Les matériaux de l'ensemble du dispositif ont été mis en œuvre conformément aux dispositions du dossier de projet définitif. Par ailleurs, le suivi de la**

**piézométrie et des débits de fuite ne génère jusqu'à présent pas d'inquiétude par rapport à son efficacité.**

**Ces éléments laissent à penser que la défaillance du dispositif de drainage est « très peu probable » (P=0,01).**

### **c- Fiabilité de la barrière de sécurité « suivi des débits de drainage », « suivi de la piézométrie » et « observation visuelle »**

Les mesures d'auscultation montrent un comportement satisfaisant du barrage avec de faibles valeurs de débits de fuite et un bon rabattement piézométrique au niveau de la recharge aval.

Le suivi de l'auscultation du barrage du Drennec est réalisé avec beaucoup de soin à raison de deux fois par mois pour les débits de drainage et une fois par mois pour la piézométrie ; le suivi visuel du barrage est réalisé de façon hebdomadaire.

Toutefois, les actions qui sont engagées suite à la détection d'une anomalie par l'auscultation peuvent ne pas dépendre uniquement du gestionnaire du barrage.

**Nous considérons ici par précaution que la probabilité de défaillance de la barrière de sécurité « Suivi visuel et auscultation » est « peu probable » (P=0,1).**

### **d- Évaluation de l'érosion interne du remblai**

#### **Matériau de recharge**

Il s'agit ici d'évaluer l'érodabilité des matériaux du remblai et leur potentialité à provoquer une érosion interne (« renard hydraulique ») dans la recharge aval.

Les matériaux de remblai de la recharge aval sont des matériaux de type « R » (matériaux rocheux selon la classification GTR) issus de l'altération du substratum granitique. Ils sont assez peu sensibles à l'érosion interne.

D'après le rapport de construction, les mises en remblai ont respecté les dispositions définies par le projet définitif, qui fournit les indications suivantes :

Localisation	Type	Granulométrie	Perméabilité (m/s)	Densité
Recharge aval	Granite altéré poussé	0,1 – 500 mm	$8.10^{-6}$ (fraction 0-200mm)	2,1
Recharge aval (extérieur)	Granite altéré poussé	0,1 – 500 mm	$10^{-5}$	2,2
Noyau	Granite altéré criblé*	0 - 80 mm	$5.10^{-7}$	nc

Bêche d'ancrage	Gore	5 - 100 mm	$3.10^{-8}$	nc
-----------------	------	------------	-------------	----

\*Le noyau a été réalisé avec les gores disponibles (sables argileux) et les éléments les plus altérés du granite après compactage au pied dameur afin d'obtenir un remblai suffisamment homogène, sans criblage des matériaux d'altération du granite prévu au projet.

L'exécution et le contrôle de la mise en œuvre de ces matériaux ont été réalisés selon les règles de l'art.

Une attention particulière a été apportée à la mise en place des matériaux contigus à la galerie : un massif en béton d'argile a été mis en place entre les voiles anti-renard en béton ancrés au voussoir central (n°4).

Ainsi, les matériaux ont été correctement compactés et une attention particulière a été apportée à la transition galerie / remblai.

Toutefois, ces matériaux résultant de l'altération du granite sont peu plastiques (IP de l'ordre de 5 d'après le dossier définitif du barrage de 1977), leur sensibilité à l'érosion interne peut donc être qualifiée de moyenne.

**Par précaution, nous estimons que la probabilité de défaillance des matériaux du remblai par érosion interne dans le cas où l'étanchéité serait défaillante, est « probable » ( $P=0,25$ ).**

#### e- Synthèse

L'agrégation des probabilités des différents modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence du scénario. La probabilité est estimée dans la situation normale d'exploitation, dont la probabilité d'occurrence annuelle est proche de 1. Cette situation, même si elle est moins contraignante que celles des situations de crue compte tenu des gradients plus faibles, conduit à un scénario de plus forte probabilité d'occurrence.

**Pour la situation RN, la probabilité annuelle d'occurrence du scénario 1A est estimée à :**

$$P_{\text{scénario 1A}} = 1 \times 0,01 \times 0,01 \times 0,1 \times 0,25 = 2,5.10^{-6}.$$

**Le scénario 1A d'érosion interne dans le remblai est jugé extrêmement peu probable.**

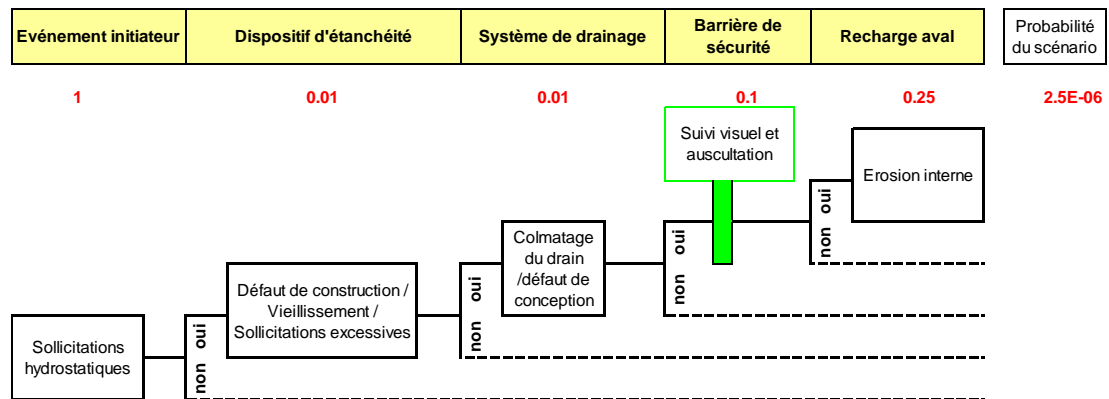


Figure 8-3: Quantification du scénario 1A : rupture du barrage par érosion interne du remblai

### 8.3.1.2 Scénario 1B : Érosion interne des matériaux de fondation

#### A- Description du scénario 1B

Le barrage est soumis en conditions normales à des sollicitations hydrauliques qui génèrent l'établissement de gradients hydrauliques en fondation du barrage. La clé d'étanchéité au droit de l'axe du barrage et le voile d'injections assurent l'étanchéité respectivement au contact barrage-fondation et en fondation (dans la couche de granite altéré). Une défaillance de ceux-ci combinée à la défaillance du dispositif de drainage / décompression en fondation pourrait entraîner le développement de gradients hydrauliques importants en fondation puis un entrainement des matériaux fins de fondation (début d'érosion interne).

Une barrière de sécurité identifiée dans ce scénario est le dispositif d'auscultation sondant la piézométrie en fondation. Si la barrière de sécurité ne remplit pas son rôle de détection et d'alerte, l'érosion interne de la fondation peut conduire la ruine de l'ouvrage.

#### B- Modélisation du scénario 1B

Le scénario 1B d'érosion interne dans la fondation suite à la défaillance de la clé d'étanchéité ou du voile d'injections comporte trois modes de défaillance successifs et une barrière de sécurité susceptible de connaître également une défaillance ; l'événement initiateur est la sollicitation hydraulique associée au niveau de la retenue. Les modes de défaillance succédant à l'événement initiateur sont les suivants :

- défaillance du dispositif d'étanchéité ;
- défaillance du dispositif de drainage / décompression en fondation ;

➔ *Barrière de sécurité : suivi de la piézométrie en fondation*

- érosion interne de la fondation.

Ce scénario peut être modélisé par l'arbre d'événements suivant :

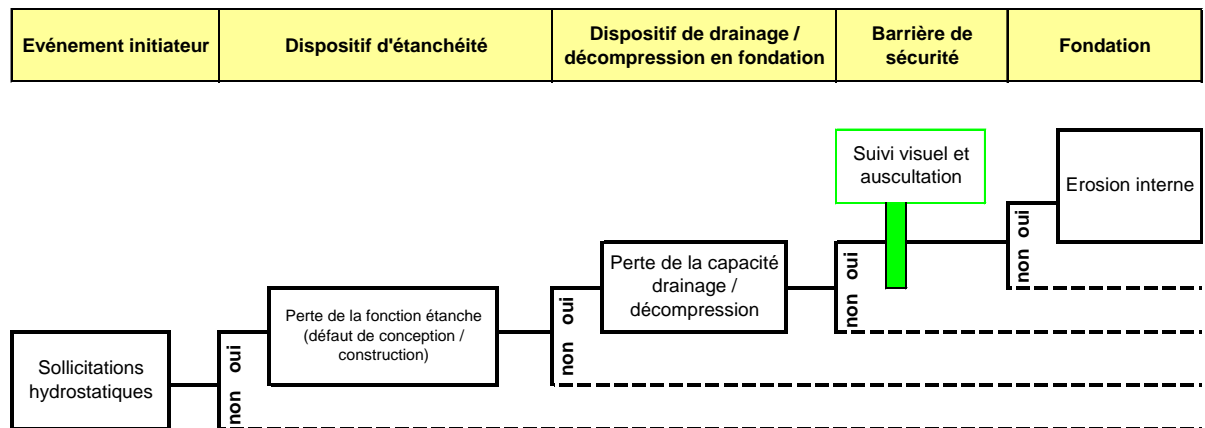


Figure 8-4 : Arbre d'événements – Scénario 1B : rupture du barrage par érosion interne dans la fondation

## C- Quantification des probabilités d'occurrence

### a- Évaluation de la défaillance du dispositif d'étanchéité

L'étanchéité des terrains superficiels de fondation (granite altéré) a été renforcée sur toute la longueur du barrage par la mise en œuvre d'une clé d'étanchéité peu perméable ( $3.10^{-8}$  m/s), descendue à 3 m sous le niveau des fouilles. En dessous, l'étanchéité a été améliorée par la réalisation d'un voile d'injections composé de sept lignes de forages sous le barrage et de trois lignes au-delà de son emprise, injectées au coulis de ciment. Leur profondeur moyenne est de 35 m.

Ce voile permet de recouper les horizons de granite fracturé à très fracturé de forte perméabilité.

**Ce dispositif d'étanchéité étant complet pour ce type d'ouvrage et sa mise en œuvre soignée, nous considérons que la probabilité de défaillance ou insuffisance du dispositif d'étanchéité en fondation est « très peu probable » (Probabilité : 0,01).**

### b- Défaillance du dispositif de drainage / filtration en fondation

Les données présentées dans l'analyse fonctionnelle font état de la mise en œuvre d'un dispositif de drainage adapté aux fondations, et constitué de puits de décompression sous la recharge aval, traversant les couches de granite fracturé. Ce dispositif vise à intercepter les écoulements résiduels en aval du voile d'étanchéité et générateurs de pressions interstitielles.



Un tapis drainant a été mis en place sous la recharge aval afin d'éliminer les pressions interstitielles au contact barrage/fondation et de drainer les eaux provenant des puits de décompression.

Le traitement des terrains de fondation en termes de drainage apparaît relativement complet pour ce type d'ouvrage.

Par ailleurs, les débits de drainage sont stables et ne font pas apparaître de dérive à la baisse qui pourrait être le signe d'une perte de la capacité de drainage / filtration.

**Dans ces conditions, nous considérons que la probabilité de défaillance du dispositif de drainage en fondation est « très peu probable » (Probabilité : 0,01).**

#### **c- Fiabilité de la barrière de sécurité : suivi de la piézométrie et du drainage en fondation**

En cas d'érosion interne des fondations, les particules fines devraient se retrouver dans les eaux de drainage si les puits de décompression sont artésiens. Si l'érosion devient significative, il devrait apparaître une augmentation significative des débits de drainage. Si l'érosion se poursuit, des fuites non captées par le système de drainage devraient également apparaître au pied du talus aval et être observées lors des inspections de l'exploitant. Ces deux éléments constituent les indicateurs de l'érosion.

L'analyse des débits de fuite du dispositif de drainage montre que les valeurs sont stables et ne présentent pas de dérive à la hausse.

Par ailleurs, les mesures de piézométrie dans les puits de décompression sondant la fondation mettent en évidence des mesures stables.

Le suivi d'auscultation est réalisé à raison de deux fois par mois pour les débits de fuite et mensuellement pour la piézométrie ; le suivi visuel du barrage est réalisé de façon hebdomadaire.

**Dans ces conditions, nous considérons que la probabilité de défaillance de la barrière de sécurité « suivi visuel et suivi de la piézométrie en fondation et des débits de drainage » est « peu probable » (Probabilité : 0,1).**

#### **d- Évaluation de l'érosion interne en fondation**

Le corps du barrage a été édifié sur les terrains suivants, après décapage des couches de terre végétale, d'alluvions et de la partie arénisée du granite :

- granite très altéré sur environ 3 m,
- granite sain mais fissuré jusqu'à 19 m de profondeur,
- granite sain peu ou pas fissuré en-dessous.

Les matériaux les plus sujets à l'érosion concernent la partie altérée du granite, bien que les horizons les plus altérés aient été découpés.

Les horizons granitiques sains et fracturés sont quant à eux très peu sensibles à l'érosion interne.

**Dans ces conditions, nous considérons que la probabilité de défaillance des terrains de fondation par érosion interne en cas de défaillance des dispositifs de drainage et d'étanchéité est « peu probable » (Probabilité : 0,1 ; cf. Tableau 8-1).**

### e- Synthèse

L'agrégation des probabilités des différents modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence du scénario. La probabilité est estimée dans la situation normale d'exploitation, dont la probabilité d'occurrence annuelle est proche de 1. Cette situation, même si elle est moins contraignante que celles des situations de crues compte tenu des gradients plus faibles, conduit à un scénario de plus forte probabilité d'occurrence.

Pour la situation RN, la probabilité annuelle d'occurrence du scénario 1B est estimée à :

$$P_{\text{scénario 1B}} = 1 \times 0,01 \times 0,01 \times 0,1 \times 0,1 = 10^{-6}.$$

Le scénario 1B d'érosion interne dans la fondation du barrage est jugé extrêmement peu probable.

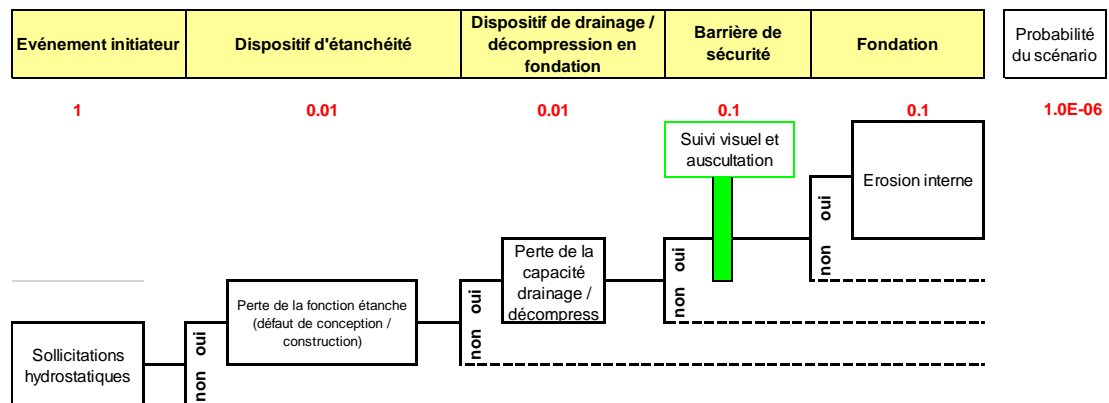


Figure 8-5: Quantification du scénario 1B : rupture du barrage par érosion interne de la fondation

### **8.3.1.3 Scénario 2 : Rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et du dispositif de drainage**

#### **A- Description du scénario**

Le barrage est soumis à des sollicitations hydrauliques en période normale d'exploitation et en crue, induisant des infiltrations d'eau dans le corps du barrage et dans sa fondation.

La paroi au coulis et le rideau d'injections ont pour fonction de réduire les percolations dans le corps du barrage et dans sa fondation. Une perte d'efficacité de l'écran étanche (par déformation ou par dissolution) ou du rideau d'injections en fondation (par dissolution) se traduirait par une augmentation des percolations vers l'aval.

Le dispositif de drainage constitué du filtre subvertical en aval de la paroi au coulis, du drain à l'interface barrage-fondation et du réseau de drainage en fondations a pour fonction d'intercepter et de drainer les percolations provenant du voile d'étanchéité et des fondations. Une capacité de drainage insuffisante se traduirait par une augmentation des infiltrations vers la recharge aval. Un colmatage des drains entraînerait par ailleurs une augmentation de la piézométrie dans le noyau du barrage à l'aval de la paroi et dans les fondations.

Les percolations vers la recharge aval peuvent entraîner une augmentation de la piézométrie et une augmentation des débits de fuite vers l'aval du barrage.

Le système d'auscultation doit permettre de détecter la performance du dispositif d'étanchéité et de drainage : d'une part par le suivi du drainage, d'autre part par le suivi des sous-pressions dans la fondation. L'inspection visuelle de l'ouvrage doit permettre de détecter d'éventuelles fuites apparues en aval du barrage. La surveillance (inspection visuelle et auscultation) constitue ainsi une barrière de sécurité importante qui devrait permettre d'engager des mesures de conservation et de remise à niveau du dispositif d'étanchéité et de drainage. Si le système d'auscultation ne remplit pas son rôle de surveillance ou si l'exploitant ne prend pas les mesures nécessaires, l'augmentation de la piézométrie dans le corps du barrage ou dans ses fondations diminue la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis du mécanisme du glissement.

#### **B- Modélisation du scénario 2**

Le scénario 2 de rupture par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage comporte 3 modes de défaillance successifs et une barrière de sécurité susceptible également de connaître des défaillances ; l'événement initiateur est la sollicitation hydraulique, envisagée à travers ses différentes situations de projet hydrostatique (RN et PHE). Les modes de défaillance succédant à l'événement initiateur sont les suivants :

- Défaut de la paroi au coulis ;
- Défaillance du dispositif de drainage du corps du barrage et augmentation de la piézométrie dans la recharge aval ;

➔ *Barrière de sécurité : inspection visuelle et suivi de la piézométrie*

- Glissement du corps du barrage.

Ce scénario peut être modélisé par l'arbre d'événements suivant :

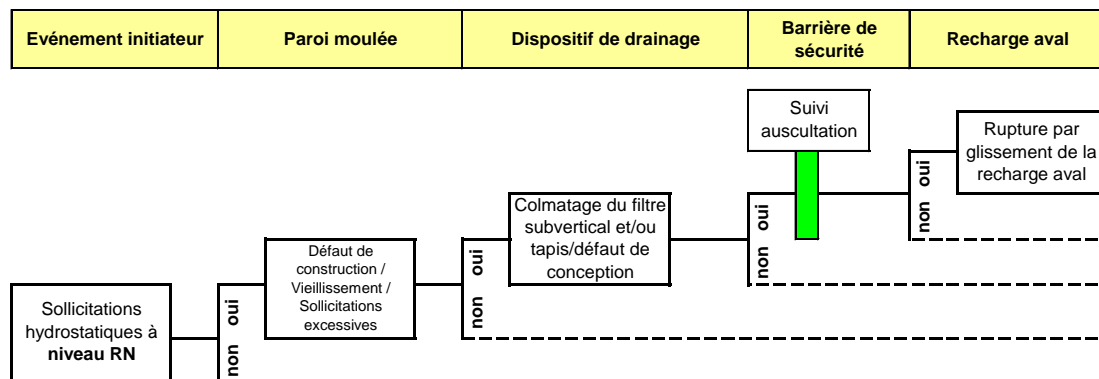


Figure 8-6 : Arbre d'événements – Scénario 2 : rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage

## C- Analyse de stabilité

L'analyse et vérification de stabilité du barrage vis-à-vis de l'état-limite de glissement des talus a été effectuée dans le cadre de la présente étude de dangers selon les recommandations du Comité Français des Barrages et des Réservoirs, CFBR, pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai (avril 2010).

### a- Profil étudié

Notre analyse a été réalisée sur le profil de plus grande hauteur, dans l'axe de la vallée.

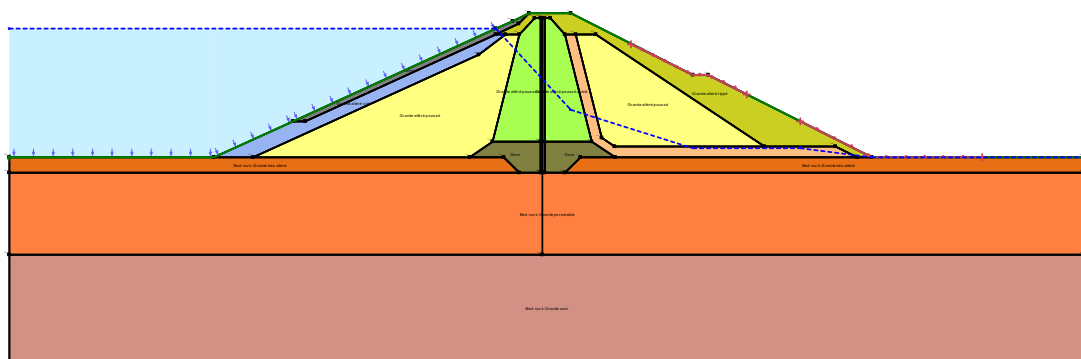


Figure 8-7 : Profil étudié

**b- Caractéristiques des matériaux**

Nous avons entrepris une analyse des caractéristiques des matériaux constitutifs du barrage et des matériaux de fondation. Le tableau ci-après synthétise les données issues des différentes reconnaissances géotechniques réalisées avant la construction du barrage et ayant été indiquées dans le dossier définitif :

Paramètre	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Granite altéré criblé 80mm-Dmax	22,0	0	40
Granite altéré rippé 0mm - Dmax	21,5	0	38
Granite altéré poussé 0mm - Dmax	20,8	10	35
Granite altéré poussé criblé 0mm - 80mm	20,5	10	35
Gore	20,0	20	35
Bed-rock: granite très altéré	24,1	10	40
Bed-rock: granite perméable	26,0	10	45
Bed-rock: granite imperméable	27,0	500	50

Figure 8-8: Caractéristiques des matériaux issues de l'étude géotechnique de projet

Les valeurs caractéristiques adoptées pour les propriétés des matériaux du barrage et de ses fondations dans la présente étude de stabilité sont présentées dans le tableau suivant :

Paramètre	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Granite altéré criblé 80mm-Dmax	22,0	0	40
Granite altéré rippé 0mm - Dmax	21,5	0	35
Granite altéré poussé 0mm - Dmax	20,8	10	35
Granite altéré poussé criblé 0mm - 80mm	20,5	10	35
Gore	20,0	20	35
Drains	20,0	0	35
Enrochements	20,0	0	40
Bed-rock: granite très altéré	24,1	10	40
Bed-rock: granite perméable	26,0	10	45
Bed-rock: granite imperméable	27,0	500	50

Figure 8-9: Valeurs géotechniques caractéristiques retenues

**c- Critères de stabilité**

Nous adoptons les critères de stabilité définis dans le document Recommandations pour la justification des barrages et digues en remblai (CFBR 2010).

Les situations analysées et présentées dans les différents chapitres de l'analyse des risques sont:

- Situation normale d'exploitation (retenue à la cote RN) ;
- Situation transitoire ou rare de défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage ;
- Situation exceptionnelle de crue (PHE) ;
- Situation accidentelle de crue (Crête) ;
- Situation rare de séisme (SBE) ;
- Situation accidentelle de séisme (SES) ;
- Situation transitoire ou rare de vidange rapide.

Pour chacune des situations analysées, les propriétés des matériaux sont affectées des coefficients partiels de sécurité. Le critère de stabilité est vérifié si le coefficient de sécurité évalué dans ce cadre pseudo-semi-probabiliste ( $F_{SP}$ ) est supérieur au coefficient de modèle.

Situation...	Coefficient partiel $\gamma_m$ sur $c'$ et $\tan \phi'$	Coefficient partiel $\gamma_m$ sur le poids volumique	Coefficient de modèle $\gamma_d$
normale d'exploitation	1,25	1	1,2
transitoire ou rare	1,1	1	1,2
exceptionnelle de crue (PHE)	1,1	1	1,2
extrême de crue	1	1	1,1
accidentelle	1	1	1,1

Tableau 4 : Coefficients partiels et de modèle – Stabilité au glissement (CFBR 2010)

#### d- Situation normale d'exploitation (cote RN)

La Figure 8-10 présente la ligne piézométrique et les résultats des calculs de stabilité obtenus.

La position de la ligne piézométrique modélisée est issue de l'analyse des données piézométriques réelles, mesurées dans le cadre du suivi de l'auscultation du barrage. Le profil piézométrique exploité est le profil P32-P25-P12/P13 (la piézométrie considérée en pied aval est une moyenne des valeurs observées sur P12 et P13), correspondant au profil de plus grande hauteur du barrage.

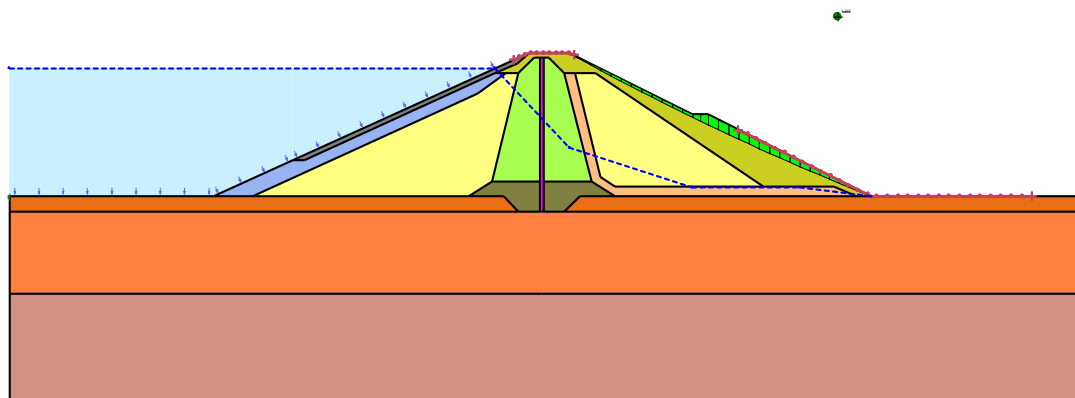


Figure 8-10: Situation normale d'exploitation – Glissement de peau :  $F = 1,21$

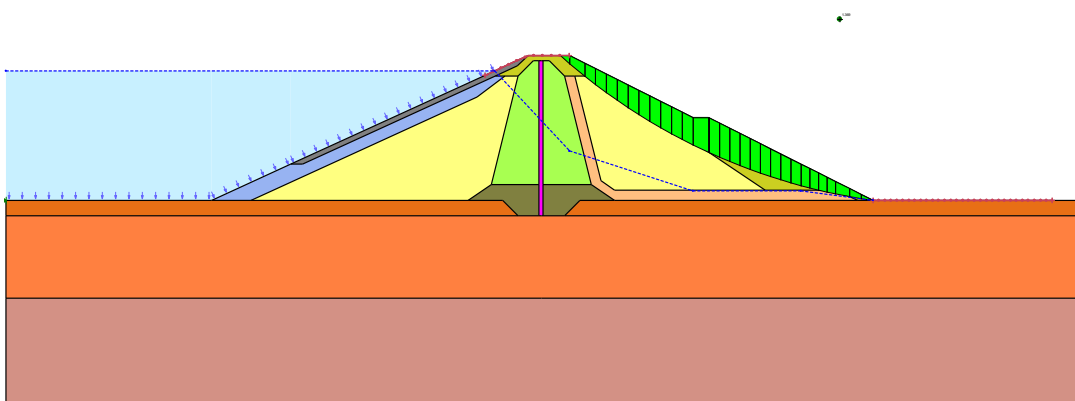


Figure 8-11: Situation normale d'exploitation – Glissement moyen :  $F = 1,37$

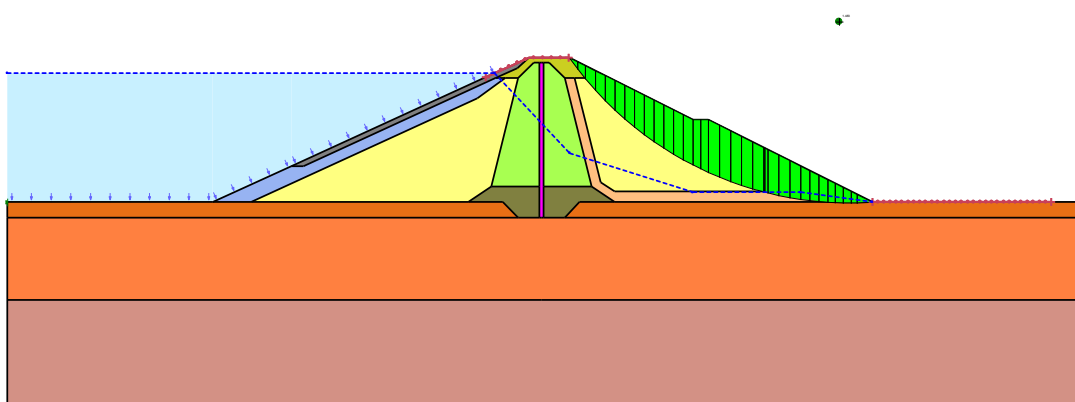


Figure 8-12: Situation normale d'exploitation – Glissement profond :  $F = 1,48$

Les résultats des calculs de stabilité aboutissent à un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,48$  en situation normale d'exploitation. Le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,2$ ) est donc respecté en situation normale d'exploitation.

**e- Situation : Défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage**

La Figure 8-13 présente la ligne piézométrique et les résultats des calculs de stabilité obtenus en cas de défaillance simultanée du dispositif d'étanchéité et de drainage dans le corps du barrage et dans ses fondations.

Cette situation est très sécuritaire, mais elle permet de fixer le niveau de sécurité en cas de défaillance de l'ensemble du dispositif d'étanchéité et de drainage.

L'évaluation mécanique de la sécurité structurale du barrage dans ces conditions sévères montre malgré tout un coefficient de sécurité ( $F_{SP} = 1,22$ ) qui permet de respecter le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,2$ ) en situation rare de défaillance du dispositif de drainage et de l'étanchéité.

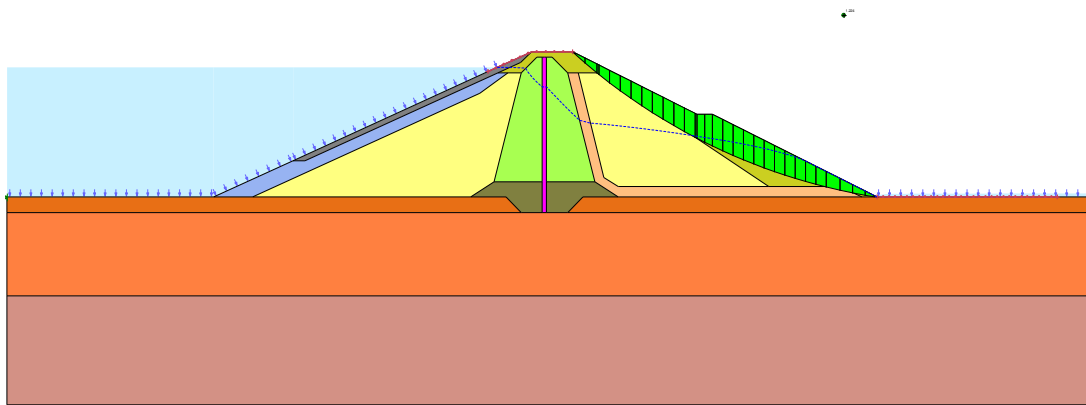


Figure 8-13 : Stabilité – Défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage

## **D- Quantification des probabilités d'occurrence**

### **a- Évaluation du défaut de la paroi au coulis**

Cette analyse a déjà été effectuée au 8.3.1.1C-a- « Évaluation de la défaillance de la paroi au coulis » et a conclu que la défaillance de la paroi est considérée comme « très peu probable » ( $P=0,01$ ).

### **b- Évaluation de la défaillance du dispositif de drainage**

Cette analyse a déjà été effectuée au § 8.3.1.1C-b- « Évaluation de la défaillance du dispositif de drainage du corps du barrage » et a conclu que la défaillance du système de drainage est considérée comme « très peu probable » ( $P=0,01$ ).



**c- Fiabilité de la barrière de sécurité « observation visuelle » et « suivi de la piézométrie »**

Les mesures d'auscultation montrent un comportement satisfaisant du barrage avec de faibles valeurs de débits de fuite et un bon rabattement piézométrique au niveau du talus aval.

Le suivi d'auscultation du barrage du Drennec est réalisé avec beaucoup de soin deux fois par mois (débits) et une fois par mois (piézométrie) ; le suivi visuel du barrage est réalisé de façon hebdomadaire.

**Dans ces conditions, nous considérons que la probabilité de défaillance de la barrière de sécurité « suivi visuel et auscultation » est « peu probable » ( $P=0,1$ ).**

**d- Évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage**

L'évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage suite à une défaillance de l'ensemble du dispositif de drainage et d'étanchéité a fait l'objet d'une analyse de stabilité présentée au § 8.3.1.3C-.

Les résultats de cette analyse de stabilité dans ces conditions sévères montre malgré tout un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,22$  légèrement supérieur au coefficient limite (1,20).

**Pour cette situation d'augmentation de la piézométrie suite à la défaillance simultanée de la paroi au coulis et du dispositif de drainage du corps du barrage, nous jugeons comme « peu probable » ( $P=0,1$ ) que la marge associée au coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,22$  soit insuffisante vis-à-vis de la rupture par glissement du corps du barrage.**

**e- Synthèse**

L'agrégation des probabilités des différents modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence du scénario. La probabilité est estimée dans la situation normale d'exploitation, dont la probabilité d'occurrence annuelle est proche de 1.

**La probabilité annuelle d'occurrence du scénario 2 est estimée à :**

$$P_{\text{scénario 2}} = 1 \times 0,01 \times 0,01 \times 0,1 \times 0,1 = 10^{-6}.$$

**Le scénario 2 de rupture du barrage par glissement suite à une défaillance de l'ensemble du dispositif d'étanchéité et de drainage (conduisant à une augmentation significative de la piézométrie dans le corps du barrage) est jugé « extrêmement peu probable ».**

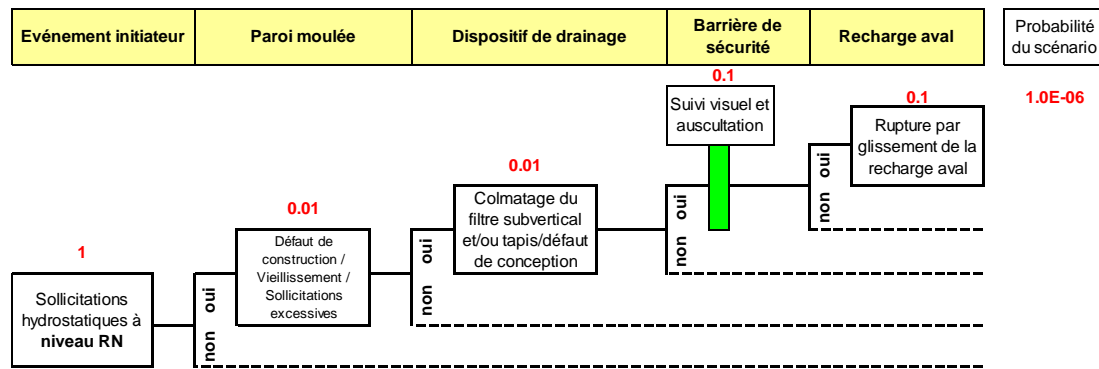


Figure 8-14 : Quantification du scénario 2 : rupture du barrage suite à une défaillance combinée de la paroi au coulis et du dispositif de drainage du corps du barrage

## E- Conséquences

La conséquence potentielle de ce scénario est la rupture du barrage avec libération d'eau vers l'aval.

### 8.3.1.4 Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue

#### A- Description du scénario

En période de crue, le barrage est soumis à une action hydrostatique plus importante qui se traduit par une augmentation du niveau d'eau dans la retenue et une augmentation de la piézométrie dans le corps du barrage.

Ce scénario envisage l'occurrence d'une crue extrême, conduisant à une augmentation du niveau de la retenue jusqu'à la cote des PHE (situation exceptionnelle) ou jusqu'au niveau de la crête de la paroi étanche (situation accidentelle). Cette situation (accompagnée éventuellement d'une augmentation du niveau d'eau en aval du barrage) entraîne une augmentation du niveau piézométrique dans le corps du barrage, laquelle conduit finalement à une rupture du barrage par glissement.

#### B- Modélisation du scénario 3

Le scénario 3 de rupture par glissement en période de crue comporte un événement initiateur correspondant au niveau de la retenue en période de crue et un seul mode de défaillance, correspondant à la rupture par glissement du corps du barrage.

Ce scénario peut être modélisé par les deux arbres d'événements suivants (sous-scénarios 3A et 3B en fonction du type de crue) :

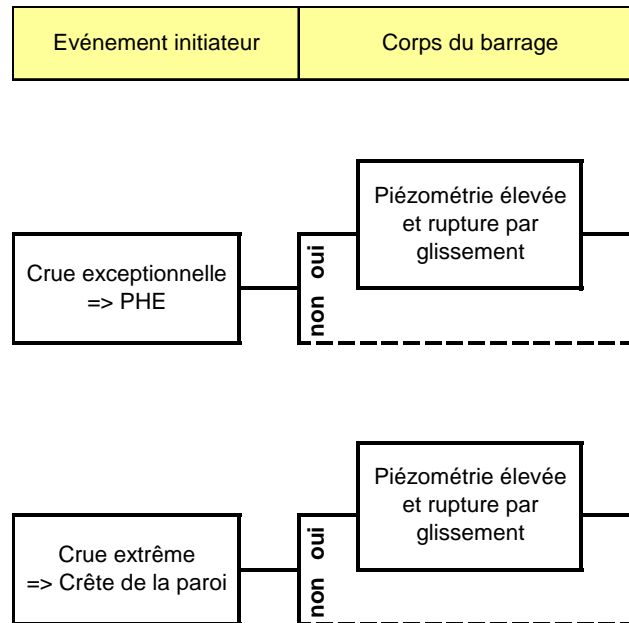


Figure 8-15 : Arbres d'événements – Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue

## C- Analyse de stabilité

L'analyse de stabilité pour les situations de crue a été effectuée selon les mêmes critères présentés au § 8.3.1.3C-.

### a- Situation exceptionnelle de crue (PHE)

Pour cette situation exceptionnelle de crue, le niveau de la retenue est pris en compte à la cote des PHE.

Le plan d'eau n'ayant jamais atteint la cote des PHE, la ligne piézométrique s'établissant dans l'ouvrage a été déterminée après analyse du comportement des piézomètres concernés (P32, P25, P12-P13). Le gradient de montée des piézomètres en fonction de celui de la montée du plan d'eau peut ainsi être estimé, permettant d'évaluer le niveau maximal atteint dans les piézomètres après l'atteinte temporaire des PHE par le plan d'eau.

Pour rappel, ce scénario comprend le fonctionnement normal des systèmes d'étanchéité et de drainage.

Les résultats des calculs de stabilité aboutissent à un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,53$  pour cette situation exceptionnelle de crue. Le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,2$ ) est donc respecté en situation exceptionnelle de crue (PHE).

Remarque : Le gain apparent de stabilité par rapport à la situation normale d'exploitation malgré la situation hydrostatique plus pénalisante est ici imputable aux coefficients partiels de sécurité appliqués aux caractéristiques des matériaux : ces coefficients appliqués au dénominateur sont plus faibles que dans le premier cas, donc conduisent à des caractéristiques plus élevées.

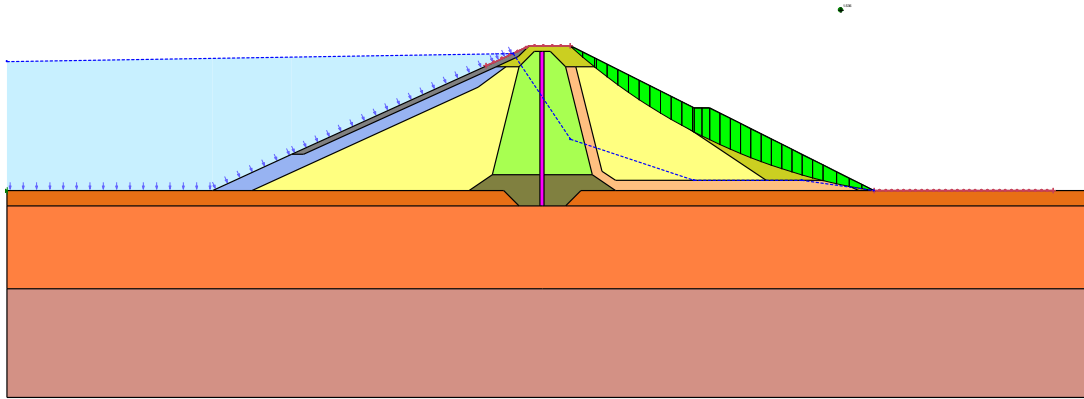


Figure 8-16: Stabilité – Situation exceptionnelle de crue : PHE

#### **b- Situation extrême de crue (crête de la paroi étanche)**

Pour cette situation extrême de crue, le niveau de la retenue est pris en compte à la cote en crête de la paroi étanche. Le niveau piézométrique s'établissant ainsi dans le corps du barrage est en revanche quasiment identique à celui évalué pour la situation exceptionnelle de crue (PHE).

Les résultats des calculs de stabilité aboutissent à un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,68$  pour cette situation extrême de crue. Malgré la similitude des sollicitations hydrostatiques, ce facteur de sécurité est supérieur à celui évalué pour la situation exceptionnelle de crue (PHE), ce qui s'explique par la même raison que précédemment. Le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,1$ ) est donc respecté en situation extrême de crue.

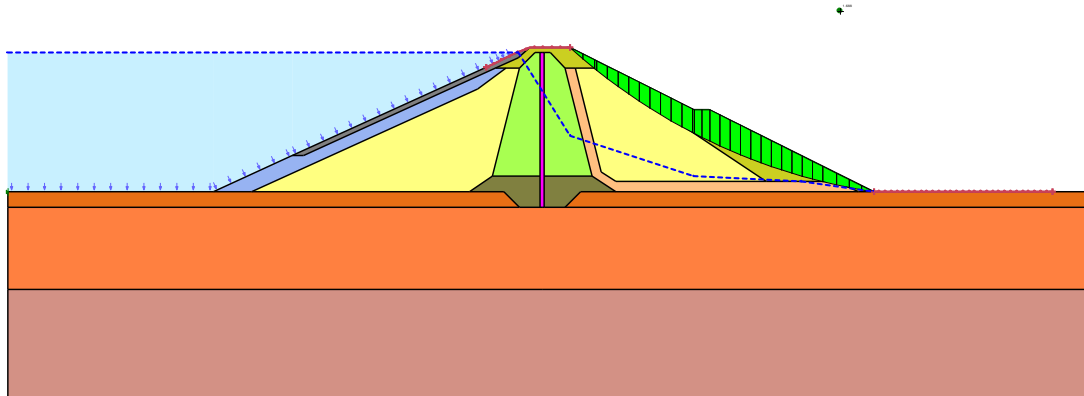


Figure 8-17: Situation extrême de crue : Retenue au niveau de la crête

## D- Quantification des probabilités d'occurrence

### a- Évaluation du niveau de la retenue en période de crue

Il a été considéré que :

- l'atteinte du niveau des PHE est obtenu avec une période de retour de 10 000 ans, soit une probabilité annuelle d'occurrence de 1/10 000 ;
- l'atteinte du niveau du couronnement de la paroi étanche est obtenue avec une période de retour d'occurrence supérieure à 10 000 ans, soit une probabilité d'occurrence inférieure à 1/10 000. Nous la prendrons égale à 1/10 000 par sécurité.

### b- Évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage en période de crue

L'évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage en période de crue a fait l'objet d'une analyse de stabilité présentée au paragraphe précédent (§ 8.3.1.3C-).

Les résultats de cette analyse de stabilité montrent un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,53$  pour la situation exceptionnelle de crue (retenue à la cote des PHE) et un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,68$  pour la situation extrême de crue (retenue au niveau de la crête de la paroi).

Ces coefficients de sécurité permettent de respecter largement les critères de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,2$  en situation exceptionnelle de crue et  $F_{SP} \geq 1,1$  en situation extrême de crue).

**Pour ces deux situations de crue, nous jugeons comme « extrêmement peu probable » ( $P=0,001$ ) que la marge associée au coefficient de sécurité  $F_{SP}$  soit insuffisante vis-à-vis de la rupture par glissement du corps du barrage en période de crue.**

### c- Synthèse

L'agrégation des probabilités des différents modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence des scénarii de rupture par glissement en période de crue.

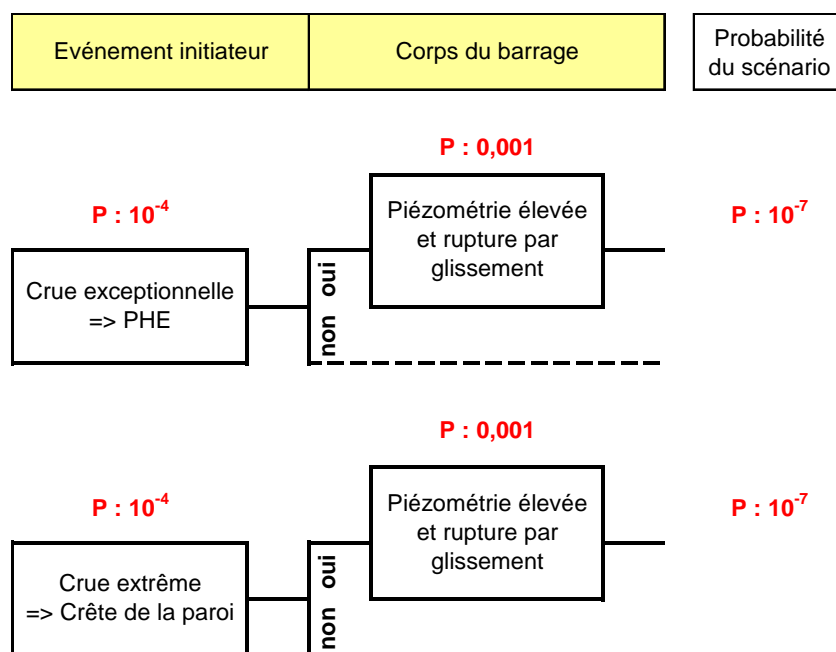
**La probabilité annuelle d'occurrence du scénario 3 est estimée à :**

$$P_{\text{scénario 3A}} = 10^{-4} \times 10^{-3} = 10^{-7}$$

$$P_{\text{scénario 3B}} = 10^{-4} \times 10^{-3} = 10^{-7}$$

**Soit  $P_{\text{scénario 3A}} + P_{\text{scénario 3B}}$  inférieure à  $10^{-6}$**

**Le scénario 3 de rupture du barrage par glissement en période de crue est jugé extrêmement peu probable.**



**Figure 8-18 : Arbres d'événements – Quantification du scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue**

## E- Conséquences

La conséquence potentielle de ce scénario est la rupture du barrage avec libération d'eau vers l'aval.

### 8.3.1.5 Scénario 4 : rupture sous sollicitations sismiques

#### A- Description du scénario de glissement par séisme

Le Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SES) ou le Séisme de Base d'Exploitation (SBE) est envisagé comme événement initiateur du scénario. Le corps du barrage et/ou la fondation ne résiste(nt) pas aux déformations mécaniques engendrées par le séisme. Il s'ensuit un glissement du corps du barrage et/ou de la fondation. Ce scénario est susceptible de conduire à la rupture d'ensemble de l'ouvrage.

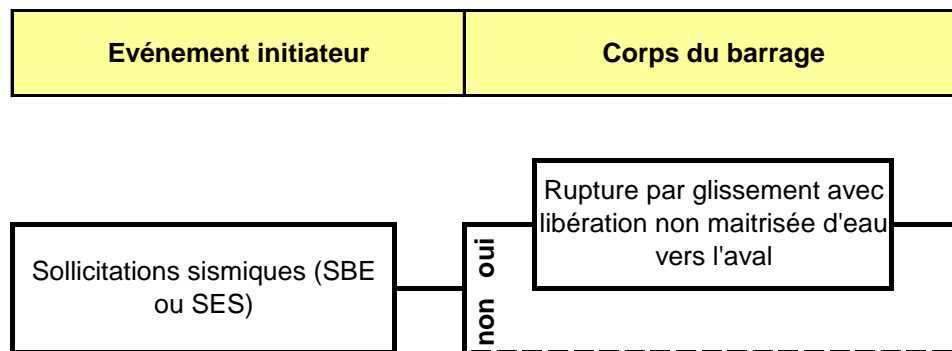


Figure 8-19 : Arbres d'événements – Scénario 4 : rupture du barrage par glissement sous sollicitation sismique

Remarque : on appellera scénario 4A le scénario de rupture sous séisme SES et par 4B le scénario de rupture sous séisme SBE.

#### B- Analyse de stabilité

L'analyse de stabilité sous sollicitations sismiques a été effectuée selon les mêmes critères présentés au § 8.3.1.3C-.

##### a- Action sismique

Nous avons utilisé les recommandations provisoires du groupe de travail du CFBR « Barrages et Séismes » (février 2010) pour caractériser l'action sismique selon une approche forfaitaire.

L'action sismique est définie pour deux types de séismes :

- Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SES)
- Séisme de Base d'Exploitation (SBE)

La carte du nouveau zonage d'aléa sismique de la France découpe le territoire national en cinq zones, correspondant à des zones de sismicité croissante : très faible (zone 1), faible (zone 2), modérée (zone 3), moyenne (zone 4) et forte (zone 5).

Les tableaux ci-dessous présentent les valeurs d'accélération maximales proposées pour les composantes horizontale et verticale de l'action sismique associée au Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SES) en fonction de la zone d'aléa sismique et de la classe de barrage.

**Tableau 5 : Accélération horizontales pour le SES (en m/s<sup>2</sup>)**

Classe d'ouvrage	D	C	B	A
<b>Zone 1</b>	Sans objet	Sans objet	0,7	0,9
<b>Zone 2</b>	Sans objet	0,9	1,2	1,5
<b>Zone 3</b>	1,1	1,4	1,9	2,4
<b>Zone 4</b>	1,6	2,0	2,8	3,5
<b>Zone 5</b>	3,0	3,5	4,3	5,0

**Tableau 6 : Accélération verticales pour le SES (en m/s<sup>2</sup>)**

Classe d'ouvrage	D	C	B	A
<b>Zone 1</b>	Sans objet	Sans objet	0,6	0,7
<b>Zone 2</b>	Sans objet	0,7	1,0	1,2
<b>Zone 3</b>	0,9	1,1	1,5	1,9
<b>Zone 4</b>	1,3	1,6	2,2	3,2
<b>Zone 5</b>	2,7	3,1	3,9	4,5

Les tableaux ci-après présentent les valeurs d'accélération maximales proposées pour les composantes horizontale et verticale de l'action sismique associée au Séisme de Base d'Exploitation (SBE).

**Tableau 7 : Accélération horizontales pour le SBE**

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Accélération (m/s <sup>2</sup> )	Sans objet	0,5	0,8	1,2	2,3

**Tableau 8 : Accélération verticales pour le SBE**

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Accélération (m/s <sup>2</sup> )	Sans objet	0,4	0,6	1,0	2,0

Pour le barrage du Drennec, barrage de classe A situé en zone d'aléa faible (zone 2) concernant la sismicité, nous avons effectué une analyse de stabilité pour le Séisme d'Évaluation de la Sécurité ainsi que pour le Séisme de Base d'Exploitation.



**b- Situation accidentelle de Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SES)**

Les résultats des calculs de stabilité aboutissent à un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,16$  pour la situation accidentelle de Séisme d'Évaluation de Sécurité. Le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,0$ ) est donc respecté pour cette situation accidentelle (SES).

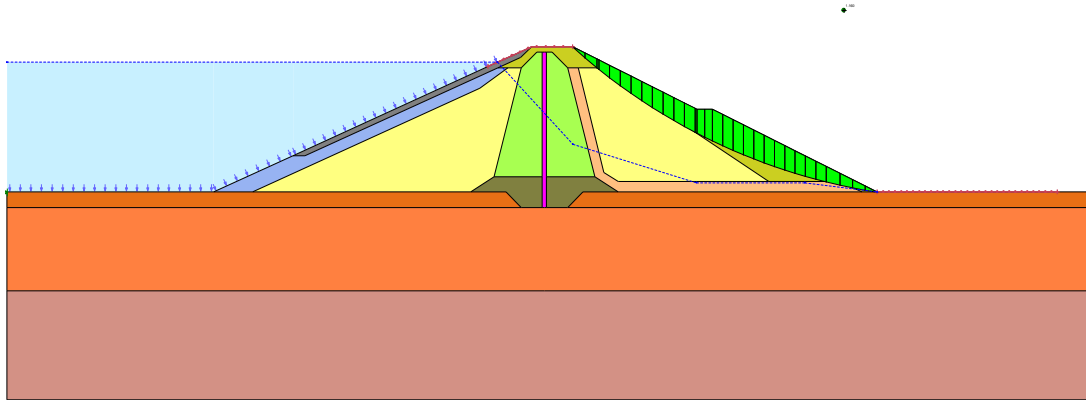


Figure 8-20: Stabilité – Situation accidentelle de Séisme d'Évaluation de la Sécurité, SES

**c- Situation accidentelle de Séisme de Base d'Exploitation (SBE)**

Les résultats des calculs de stabilité aboutissent à un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,35$  pour la situation rare de Séisme de Base d'Exploitation. Le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,1$ ) est donc respecté pour cette situation rare (SBE).

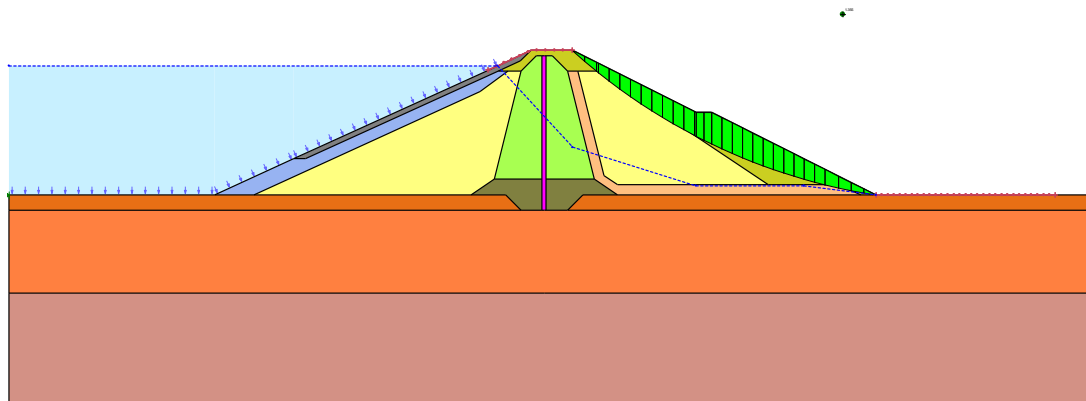


Figure 8-21 : Stabilité – Situation rare de Séisme de Base d'Exploitation, SBE

## C- Quantification des probabilités d'occurrence

### a- Évaluation de l'occurrence de l'action sismique

Le Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SES) est un séisme exceptionnel associé à une période de retour d'environ 5 000 ans.

**La probabilité annuelle d'occurrence d'un tel événement est donc évaluée à 1/5 000, soit  $2 \times 10^{-4}$ .**

Le Séisme de Base d'Exploitation (SBE) est un séisme rare associé à une période de retour d'environ 200 ans.

**La probabilité annuelle d'occurrence d'un tel événement est donc évaluée à 1/200, soit  $5.10^{-3}$ .**

### b- Évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage en situation sismique accidentelle (SES) (scénario 4A)

L'évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage en situation sismique accidentelle a fait l'objet d'une analyse de stabilité présentée au paragraphe précédent.

Les résultats de cette analyse de stabilité montrent un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,16$ , lequel permet de respecter le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,0$ ) en situation accidentelle sismique (SES).

**Nous jugeons comme « très peu probable » ( $P=0,01$ ) que la marge associée au coefficient de sécurité  $F_{SP}$  soit insuffisante vis-à-vis de la rupture par glissement du corps du barrage en situation sismique accidentelle (SES).**

### c- Évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage en situation sismique rare (SBE) (scénario 4B)

L'évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage en situation sismique rare a fait l'objet d'une analyse de stabilité présentée au paragraphe précédent.

Les résultats de cette analyse de stabilité montrent un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,35$ , lequel permet de respecter largement le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,1$ ) en situation de base d'exploitation (SBE).

**Nous jugeons comme « extrêmement peu probable » ( $P=0,001$ ) que la marge associée au coefficient de sécurité  $F_{SP}$  soit insuffisante vis-à-vis de la rupture par glissement du corps du barrage en situation sismique rare (SBE).**

### d- Synthèse

L'agrégation des probabilités des différents modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence des scénarii de rupture par glissement sous sollicitations sismiques.

La probabilité annuelle d'occurrence du scénario 4A (SES) est estimée à :

$$P_{\text{scénario 4A}} = 2.10^{-4} \times 10^{-2} = 2.10^{-6}$$

**Le scénario 4A de rupture du barrage par glissement sous sollicitation sismique accidentelle (SES) est jugé extrêmement peu probable.**

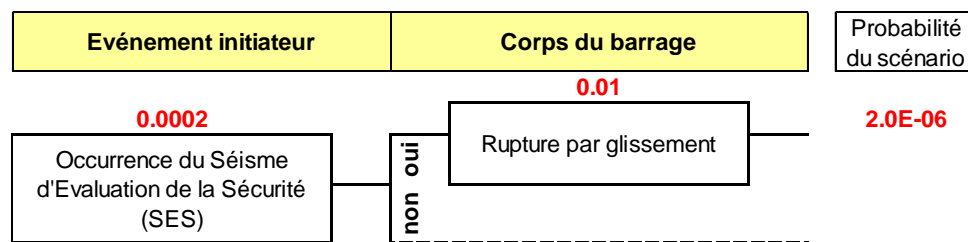


Figure 8-22 : Arbres d'événements – Quantification du scénario de rupture du barrage par glissement en situation sismique accidentelle (SES)

La probabilité annuelle d'occurrence du scénario 4B (SBE) est estimée à :

$$P_{\text{scénario 4b}} = 5.10^{-3} \times 10^{-3} = 5.10^{-6}$$

**Le scénario 4B de rupture du barrage par glissement sous sollicitation sismique rare (SBE) est jugé extrêmement peu probable.**

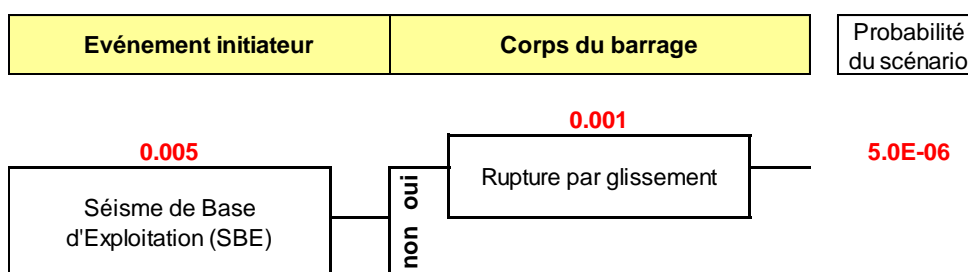


Figure 8-23: Arbres d'événements – Quantification du scénario de rupture du barrage par glissement en situation sismique SBE

## D- Conséquences

La conséquence potentielle de ce scénario est la rupture du barrage avec libération d'eau vers l'aval.

### 8.3.1.6 Scénario 5 : Rupture par glissement suite à une vidange rapide

#### A- Description et modélisation du scénario

Une vidange rapide de la retenue, effectuée en cas d'urgence vis-à-vis de la sécurité du barrage, en cas de réparation d'un organe hydraulique ou en cas d'inspection du parement amont, peut conduire à un niveau piézométrique élevé au sein du talus amont et à une instabilité du talus amont.

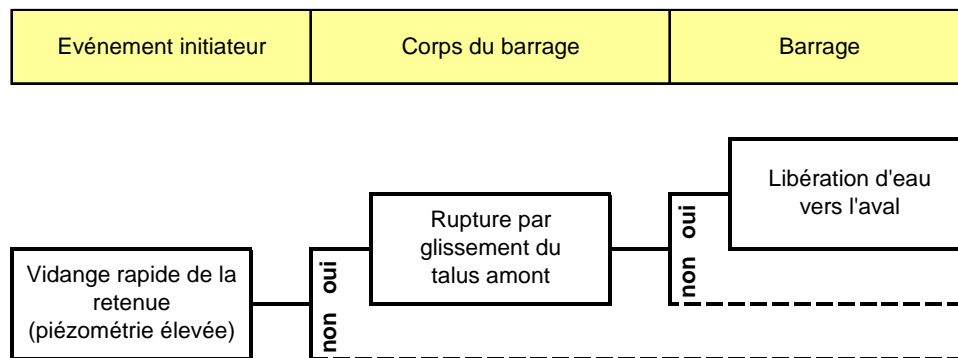


Figure 8-24 : Arbres d'événements – Scénario 5 : rupture du barrage par glissement en suite à une vidange rapide de la retenue

#### B- Quantification des probabilités d'occurrence

##### a- Évaluation d'une piézométrie élevée suite à une vidange rapide

Une vidange de la retenue, effectuée en cas d'urgence vis-à-vis de la sécurité du barrage, en cas de réparation d'un organe hydraulique ou en cas d'inspection du parement amont, peut conduire à un niveau piézométrique élevé au sein du talus amont car la vitesse de vidange est généralement supérieure à la vitesse de déjaugage des matériaux du remblai et notamment ceux du noyau.

Étant donné les faibles perméabilités des matériaux du noyau, nous jugeons le maintien d'une piézométrie élevée dans le noyau comme « probable » ( $P=0,25$ ).

##### b- Évaluation de la rupture par glissement du corps du barrage en situation de vidange rapide

L'évaluation de la rupture par glissement du barrage en situation de vidange rapide a fait l'objet d'une analyse de stabilité effectuée selon les mêmes critères présentés au § 8.3.1.3C-.

Les résultats de cette analyse de stabilité montrent un coefficient de sécurité  $F_{SP} = 1,25$ , lequel permet de respecter le critère de stabilité au glissement ( $F_{SP} \geq 1,2$ ) en situation transitoire de vidange rapide.

**Nous jugeons comme « très peu probable » ( $P=0,01$ ) que la marge associée au coefficient de sécurité  $F_{SP}$  soit insuffisante vis-à-vis de la rupture par glissement du corps du barrage en situation transitoire de vidange rapide.**

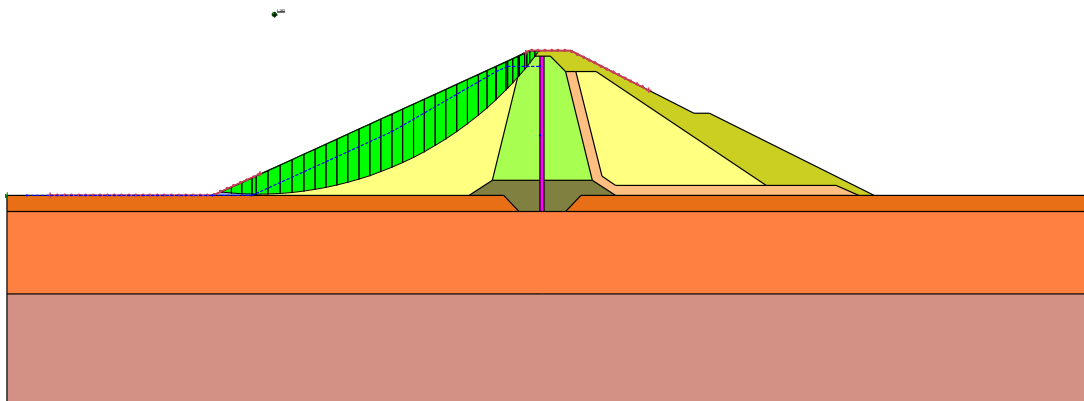


Figure 8-25: Situation transitoire de vidange rapide

#### c- Évaluation d'une éventuelle libération d'eau vers l'aval suite à une rupture du barrage par glissement en situation de vidange rapide

La situation la plus critique de stabilité du barrage en vidange rapide correspond à la vidange totale de la retenue. En cas de rupture du barrage dans cette situation, celle-ci n'entraînerait logiquement pas de libération d'eau vers l'aval.

**Même si la rupture du barrage survenait avant la vidange totale de la retenue, nous jugeons comme « très peu probable » ( $P=0,01$ ) qu'une telle rupture conduise à une libération d'eau vers l'aval susceptible d'impacter la population aval.**

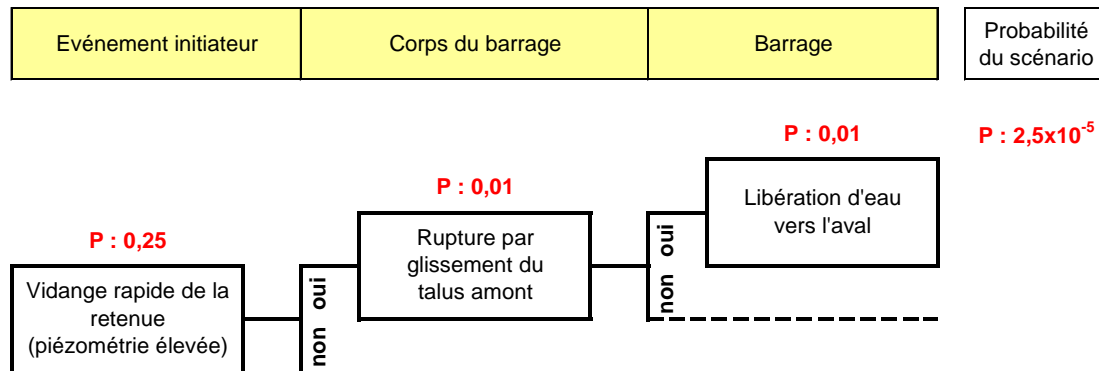
#### d- Synthèse

L'agrégation des probabilités des différents modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence du scénario de rupture par glissement suite à une vidange rapide.

**La probabilité annuelle d'occurrence du scénario 5 est estimée à :**

$$P_{\text{scénario 5}} = 0,25 \times 10^{-2} \times 10^{-2} = 2,5 \times 10^{-5}$$

**Le scénario 5 de rupture du barrage par glissement en situation de vidange rapide est jugé très peu probable.**



**Figure 8-26: Arbres d'événements – Quantification du scénario de rupture du barrage par glissement en situation de vidange rapide**

## C- Conséquences

La conséquence potentielle de ce scénario est la rupture du barrage, mais **sans** libération d'eau vers l'aval.

### 8.3.1.7 Scénario 6 : rupture du barrage par surverse du couronnement de la paroi d'étanchéité suite à l'obstruction du déversoir par des embâcles

#### A- Description du scénario 6

Une crue extrême ou accidentelle se produit sur la retenue. Ce scénario envisage la défaillance de l'évacuateur de crues, qui n'évacue que partiellement la crue. Cela provoque une augmentation non contrôlée du niveau de la retenue et un déversement par-dessus le couronnement de la paroi moulée d'étanchéité. Cette surverse conduit à l'érosion externe de la crête, pouvant conduire à l'ouverture d'une brèche localisée de la crête, conduisant ensuite à l'érosion du talus aval et à la rupture du barrage.

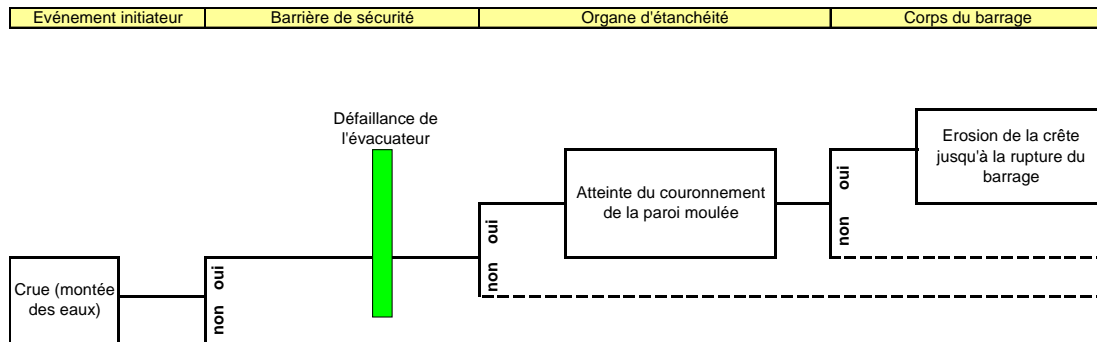


Figure 8-27 : Arbre d'événements – Scénario 6 : rupture par surverse suite à l'obstruction du déversoir par des embâcles

#### B- Quantification des probabilités d'occurrence

##### a- Évaluation de l'obstruction par embâcles du déversoir

Dans ce scénario, nous envisageons une défaillance partielle du déversoir, conduisant à une montée du plan d'eau non contrôlée. La défaillance du déversoir a pour effet de modifier la loi du débit sortant de l'évacuateur, compte tenu des sections réduites du fait de la défaillance.

Nous cherchons dans un premier temps à évaluer la nature de la défaillance de l'évacuateur. Le mode de fonctionnement de ce dernier (cf. chapitre 3) est du type tour tulipe équipée d'un seuil libre circulaire, sans dispositif de vannage ou de clapet et sans intervention humaine dans son fonctionnement. Le mode de défaillance est donc lié à une obstruction du seuil ou du puits par des embâcles de type naturels (végétaux, troncs, glace) ou entropiques.

Nous envisageons les cas suivants :

- défaillance partielle du déversoir sur une section d'1/3 (2/3 du déversoir restant donc opérants) ;
- défaillance partielle du déversoir sur une section de 2/3 (1/3 du déversoir restant donc opérant).

En cas de crue extrême, susceptible de générer des apports d'embâcles, nous jugeons comme :

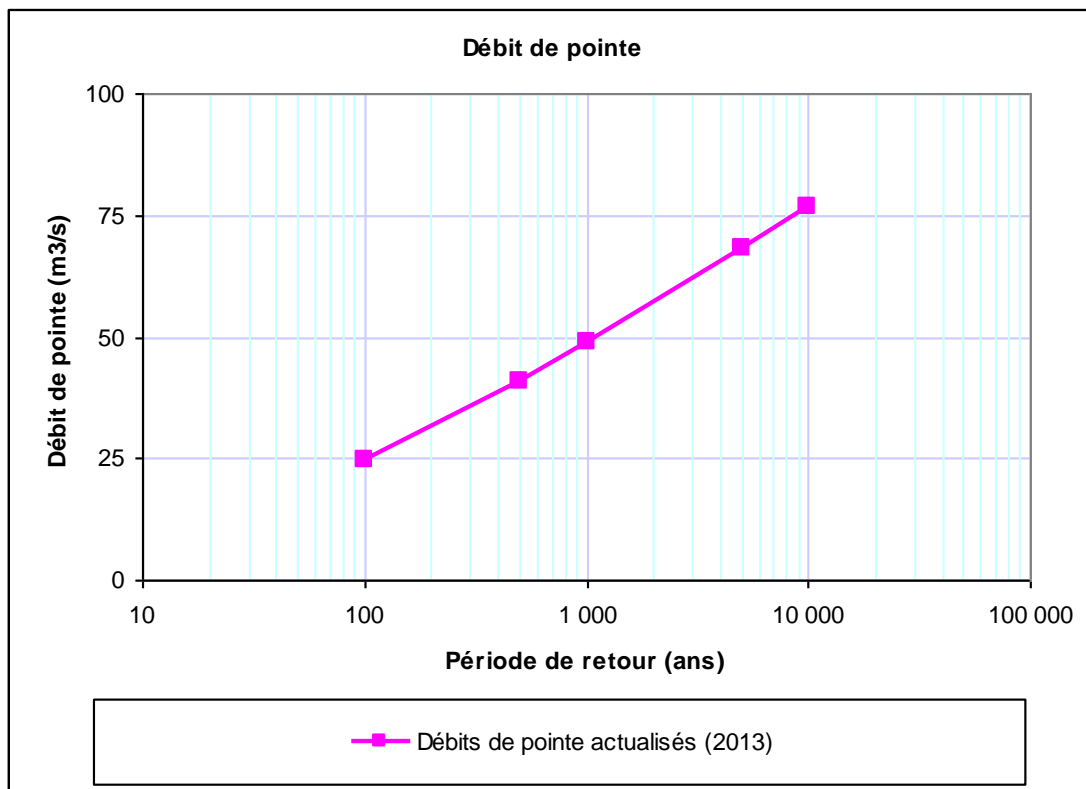
- « probable » (Probabilité : 0,25 ; cf. Tableau 8-1) que le déversoir soit obstrué par des embâcles sur 1/3 de sa section pendant toute la durée de la crue. Cette cotation est assez pessimiste étant donné que les vents dominants sont orientés dans le sens opposé au barrage et donc ont tendance à repousser les embâcles vers la retenue plutôt que vers le barrage.
- « très peu probable » (Probabilité : 0,01 ; cf. Tableau 8-1) que le déversoir soit obstrué par des embâcles sur 2/3 de sa section pendant toute la durée de la crue.

**De manière générale, le retour d'expérience montre que la configuration du site n'est pas de nature à générer des embâcles autour de la tulipe. Il n'a jamais été observé d'amas d'embâcles autour de la tulipe.**

#### **b- Évaluation du niveau de la retenue en période de crue**

La Figure 8-28 présente une distribution des débits de pointe en fonction de la période de retour de la crue entrante. Nous avons retenu dans l'étude de ce scénario la distribution des débits de crue correspondant à l'étude de révision de l'hydrologie (2013).





**Figure 8-28: Distribution des débits de pointe**

À partir des hydrogrammes de crue et en considérant le laminage de la crue dans la retenue, nous avons évalué le niveau maximal du plan d'eau en période de crue.

Nous avons effectué les calculs de laminage pour trois modes de fonctionnement de l'évacuateur : déversoir en fonctionnement nominal, déversoir obstrué à 1/3 de sa section et déversoir obstrué aux 2/3 de sa section.

Le Tableau 8-9 et la Figure 8-29 synthétisent l'ensemble des résultats du niveau de la retenue en période de crue obtenus pour les données hydrologiques actualisées (hydrogrammes synthétiques mono-fréquence déterminés dans l'étude de révision), en considérant le déversoir en fonctionnement nominal, obstrué à 1/3 et à 2/3.

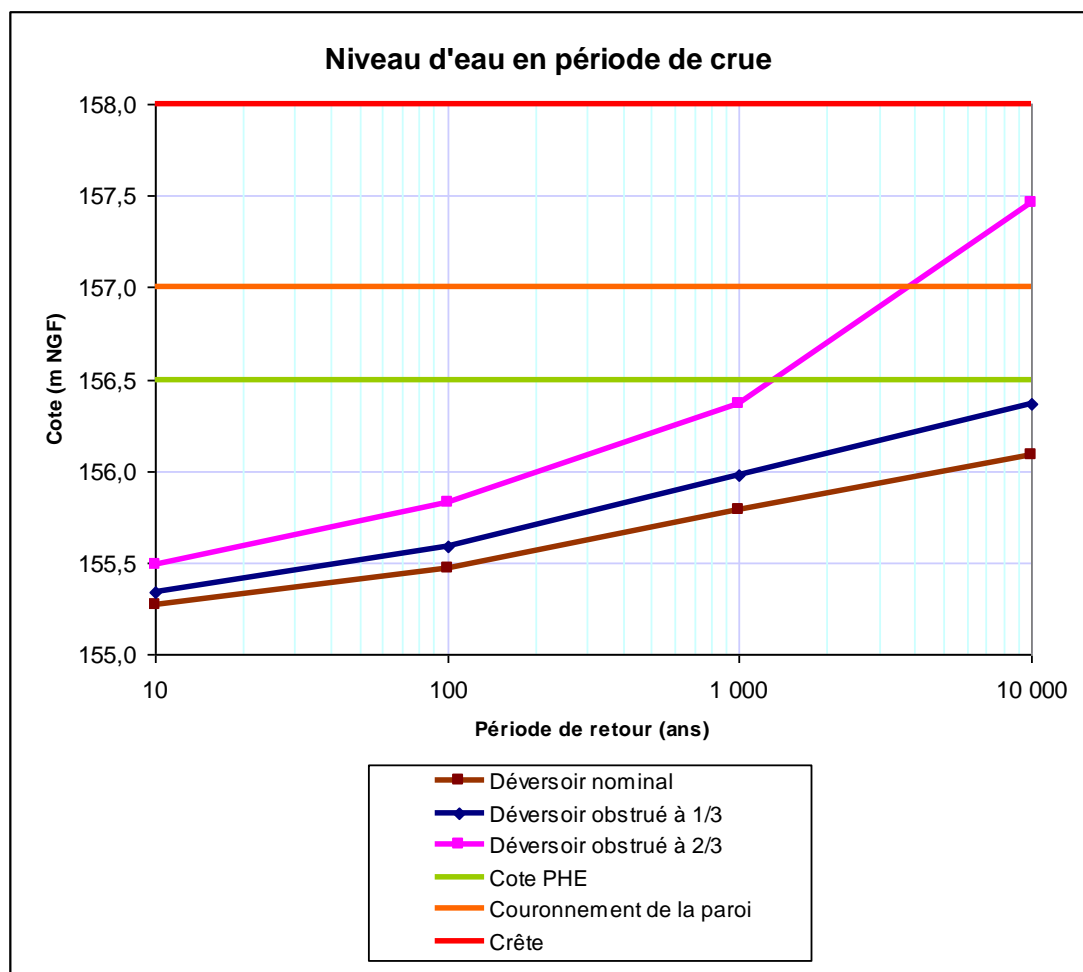


Figure 8-29: Synthèse des résultats d'évaluation du niveau de la retenue en période de crue

Tableau 8-9 : Synthèse des résultats du niveau de la retenue en période de crue, H

Crue	Fonctionnement nominal	Déversoir obstrué à 1/3	Déversoir obstrué à 2/3
T (ans)	H (mNGF)	H (mNGF)	H (mNGF)
10	155,27	155,34	155,49
100	155,46	155,58	155,83
1 000	155,78	155,98	156,37
10 000	156,09	156,37	157,46

Nous pouvons constater que le niveau de la retenue en période de crue peut atteindre la cote du couronnement de la paroi moulée avec une période de retour d'environ 4 000 ans si le déversoir est obstrué aux 2/3 de sa section (soit une probabilité d'occurrence annuelle de  $2,5.10^{-4}$ ). Autrement dit, une concomitance entre une crue  $T = 4\,000$  ans et une obstruction du déversoir aux 2/3 de sa section conduirait à un niveau de la retenue proche de la cote de couronnement de la paroi moulée.

En cas d'obstruction de l'évacuateur à 1/3 de sa section, on observe que le surdimensionnement de l'évacuateur permet de faire passer la crue décennale sous la cote 156,37 mNGF soit 13 cm sous la cote théorique des PHE.

Ces résultats permettent d'évaluer la probabilité d'occurrence de l'atteinte du niveau du couronnement de la paroi moulée par la retenue pour chaque situation de défaillance de l'évacuateur. Les probabilités sont présentées dans le tableau suivant :

Obstruction	Période de retour de la crue correspondante à l'atteinte du sommet de la paroi (ans)	Probabilité de dépassement du couronnement de la paroi
1/3	> 10 000	0,001 (non envisageable)
2/3	4 000	1

#### c- Évaluation de l'érosion suite au dépassement du couronnement de la paroi étanche par le plan d'eau

En cas de dépassement de l'organe principal d'étanchéité du barrage par le plan d'eau, de forts écoulements se produiraient vers l'aval entre la crête et la paroi, ce qui conduirait à l'érosion rapide de la crête puis à l'ouverture d'une brèche.

**Étant donné le type de barrage, la probabilité de ruine de l'ouvrage par surverse est considérée comme « quasiment certaine » (Probabilité : 1 ; cf. Tableau 8-1).**

#### d- Synthèse : Évaluation du scénario de surverse suite à l'obstruction du déversoir

La probabilité annuelle du scénario de rupture du barrage par surverse suite à l'obstruction du déversoir ( $P_6$ ) est estimée à :

$$P_{6a-1/3} = 0,25 \times 1/10\,000 \times 0,001 \times 1 = 2,5.10^{-8}$$

$$P_{6b-2/3} = 0,01 \times 1/4\,000 \times 1 \times 1 = 2,5.10^{-6}$$

**Le scénario de rupture par surverse suite à l'obstruction d'1/3 du déversoir (6a) est jugé extrêmement peu probable (cf. Tableau 8-2).**

Le scénario de rupture par surverse suite à l'obstruction de 2/3 du déversoir (6b) est jugé extrêmement peu probable (cf. Tableau 8-2).

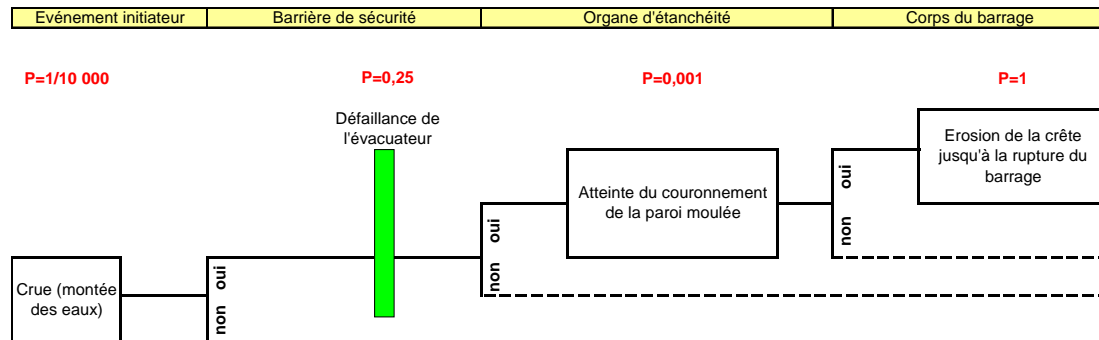


Figure 8-30 : Arbre d'événements – Quantification du scénario 6a : rupture par surverse suite à une obstruction du déversoir à 1/3

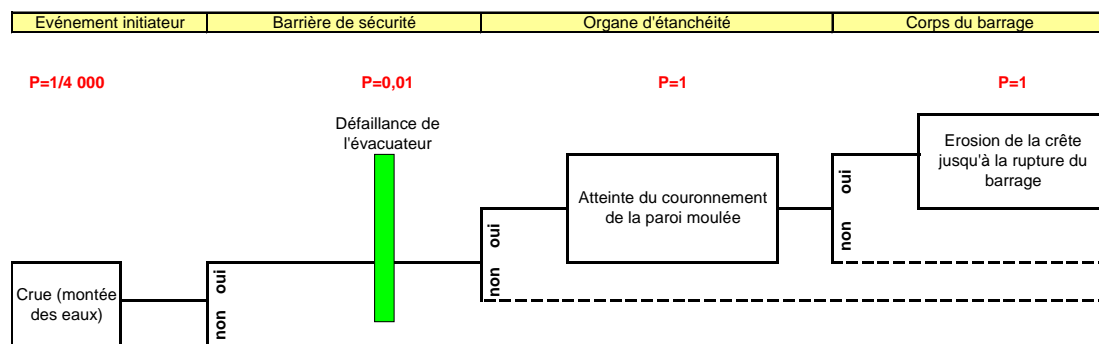


Figure 8-31: Arbre d'événements – Quantification du scénario 6b : rupture par surverse suite à une obstruction du déversoir à 2/3

## C- Conséquences

La conséquence potentielle de ce scénario est la rupture du barrage.

### 8.3.1.8 Scénario 7 : rupture du barrage par déformation excessive du corps du remblai et des fondations

#### A- Description du scénario

Ce scénario envisage des déformations excessives du sol de fondation, pouvant conduire à son poinçonnement du fait du poids du remblai. Les déplacements verticaux de la fondation vont entraîner des sollicitations excessives dans les matériaux du remblai et dans la paroi au coulis. Si la paroi et / ou le remblai ne résiste(nt) pas à ces sollicitations, il se produit un glissement d'ensemble.

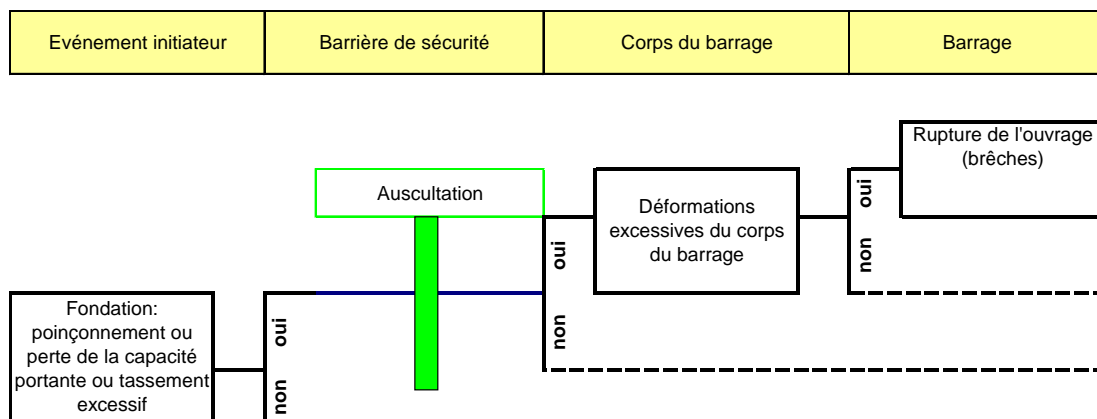


Figure 8-32 : Arbre d'événements pour la modélisation du scénario de «déformations excessives de la fondation et du corps du barrage »

#### B- Analyse du scénario

Après analyse des données d'auscultation du barrage, on constate que les tassements du barrage et de la fondation sont aujourd'hui quasiment terminés. De plus, le tassement maximal depuis 1981 est de 9 mm, ce qui est faible pour ce type d'ouvrage.

**Par conséquent, nous concluons que ce scénario de rupture du sol par poinçonnement est jugé hautement improbable (probabilité annuelle d'occurrence inférieure à  $10^{-6}$ ). Il ne sera donc pas étudié plus longuement.**

### 8.3.1.9 Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange

#### A- Description du scénario 8

Le scénario 8 envisage deux défaillances consécutives :

- un effacement intempestif ou non fermeture de la vanne de vidange aval par rupture, dysfonctionnement, malveillance ou mauvaise manœuvre ;
- fermeture tardive ou impossible de la vanne de vidange amont.

En cas d'occurrence d'un tel scénario, le débit maximal évacué vers l'aval serait de  $13 \text{ m}^3/\text{s}$  sous la cote de Retenue Normale.

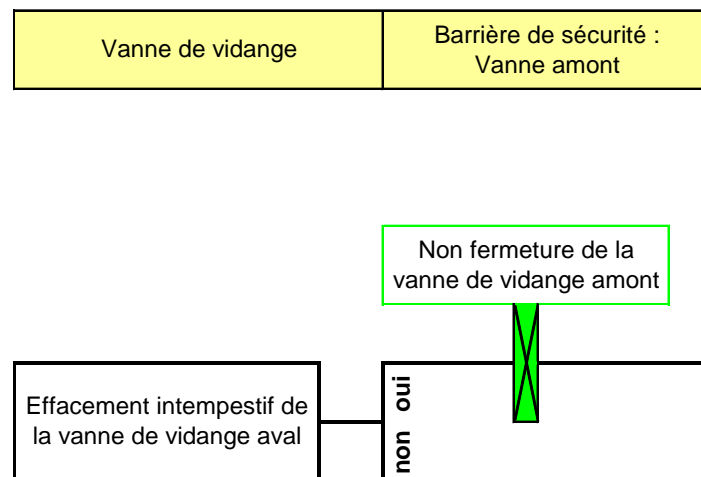


Figure 8-33 : Arbre d'événements – Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange

#### B- Quantification des probabilités d'occurrence du scénario 8

Ce scénario ne présente pas de conséquences susceptibles d'influencer la sécurité du barrage et les conséquences sur la sécurité publique en aval sont inexistantes. Ce scénario sera évalué sommairement.

- Nous jugeons comme « très peu probable » (Probabilité : 0,01 ; cf. Tableau 8-1) un effacement intempestif de la vanne de vidange (par rupture, mauvaise manœuvre ou malveillance). Cette vanne est manœuvrée régulièrement et ne montre aucun signe de dysfonctionnement et, en cas de malveillance, il est nécessaire d'entrer dans la galerie pour accéder à l'actionneur de la vanne. Par ailleurs, le groupe hydraulique de manœuvre des vannes de fond est

doublé d'une commande manuelle de secours permettant l'abaissement des vannes en cas de perte d'énergie.

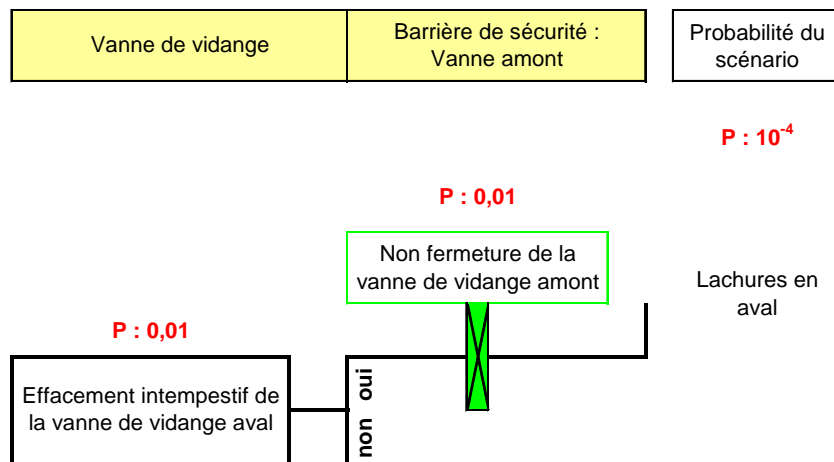
Les moyens de détection et d'alerte d'une défaillance de la vanne aval sont la présence d'une alarme d'ouverture de cette vanne si la vanne amont est fermée. La mise en place d'un report d'alarme d'ouverture quelle que soit la position de la vanne amont est prévu par le gestionnaire.

- Nous jugeons comme « très peu probable » (Probabilité : 0,01 ; cf. Tableau 8-1) une fermeture tardive ou impossible de la vanne amont. Le gestionnaire dispose d'une astreinte, qui permet une intervention en 6mn par l'exploitant s'il est déjà sur place, ou dans l'heure sous astreinte.

La probabilité annuelle du scénario d'effacement intempestif du dispositif de vidange ( $P_8$ ) est estimée à :

$$P_8 = 0,01 \times 0,01 \times 1 = 10^{-4}$$

**Le scénario d'effacement intempestif du dispositif de vidange est jugé comme un scénario peu probable (Tableau 8-2).**



**Figure 8-34 : Arbre d'événements – Quantification du scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange**

### C- Conséquences du scénario 8

La conséquence potentielle de ce scénario est la libération non maîtrisée d'eau vers l'aval, sans impact sur la sécurité publique.

### 8.3.1.10 Scénario 9 : inondation de la galerie technique suite à l'effacement intempestif du dispositif de prise

#### A- Description du scénario

Le dispositif de prise est constitué d'une conduite DN800 équipée en amont d'une vanne papillon DN800 à détection de survitesse et fermeture automatique et, en aval, d'une vanne de restitution à jet-creux.

Le dispositif de détection de survitesse de l'écoulement du fluide dans la conduite équipant la vanne papillon doit permettre de couper le débit relâché vers l'aval par fermeture automatique de la vanne.

En cas d'effacement intempestif de la vanne de restitution et suite à la défaillance de la vanne de survitesse, la vitesse de circulation du fluide dans la conduite peut générer des vibrations importantes de la conduite, susceptibles d'entraîner la rupture de la conduite et l'inondation de la galerie technique.

Le scénario 9 envisage les défaillances consécutives suivantes :

- l'effacement intempestif de la vanne à jet-creux par rupture, dysfonctionnement, malveillance ou mauvaise manœuvre ;
- la fermeture tardive ou impossible de la vanne de garde de survitesse ;
- la rupture de la conduite suite à la génération de vibrations excessives.

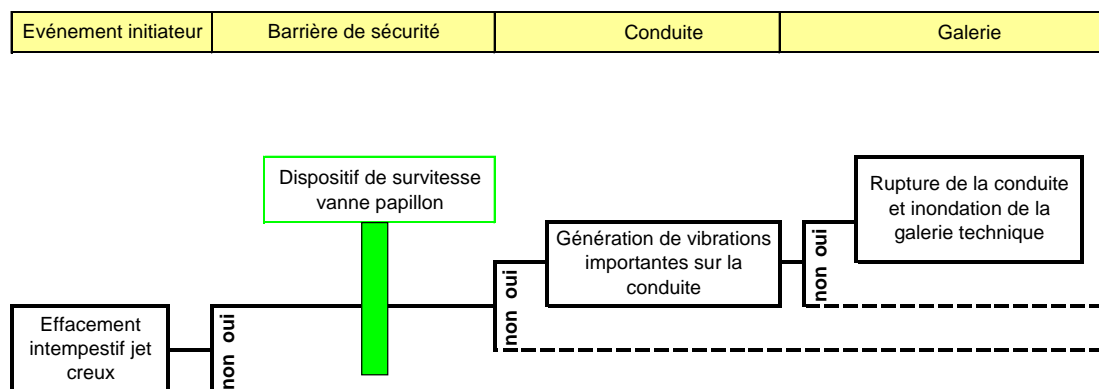


Figure 8-35: Arbre d'événements – Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif de vidange



## B- Analyse du scénario

### a- Évaluation de l'effacement intempestif de la vanne à jet-creux

Cette vanne est manœuvrée régulièrement et ne montre aucun signe de dysfonctionnement. De plus, cette vanne est manœuvrable uniquement manuellement grâce au volant depuis la chambre aval de la galerie. Aucun dysfonctionnement ne peut donc survenir suite à une mauvaise manipulation ou à une défaillance du système de télégestion. Enfin, l'accès au volant de manœuvre nécessite l'accès à la chambre aval, fermée à clef, ce qui permet de se prémunir des actes de nuisance.

**L'effacement intempestif de la vanne à jet-creux est jugée comme « très peu probable » (Probabilité : 0,01 ; cf. Tableau 8-1).**

### b- Évaluation de la défaillance de la vanne papillon

La vanne de garde de type papillon peut se fermer par contrepoids sans apport d'énergie sous le débit de gueule bée à son aval immédiat de 7,8 m<sup>3</sup>/s, ou de 6,7 m<sup>3</sup>/s à l'aval immédiat de la vanne à jet-creux. Ces cas correspondent respectivement à la rupture de la conduite en aval de la vanne papillon et au déboîtement de la vanne de restitution.

Or, en cas d'effacement intempestif de la vanne de restitution (ouverture maximale), le débit maximal relâché est de 2,5 m<sup>3</sup>/s sous la cote de Retenue Normale. Par conséquent, le dispositif de détection de survitesse ne permettrait pas de fermer la vanne papillon en situation d'effacement intempestif de la vanne de restitution.

De plus, aucun événement n'a permis de vérifier le fonctionnement du dispositif de fermeture automatique de cette vanne depuis sa mise en place.

**La défaillance (non fermeture) de la vanne papillon en cas d'effacement intempestif de la vanne de restitution est jugée comme « très probable » (Probabilité : 0,5 ; cf. Tableau 8-1).**

### c- Occurrence d'apparition de vibrations sur la conduite de prise

Lors d'essais d'ouverture totale de la vanne de restitution réalisés dans le passé, l'Exploitant a constaté l'apparition de vibrations sur la conduite de prise, générées par la circulation d'un débit important à l'intérieur de la conduite.

Ces vibrations et le bruit associé ont conduit l'Exploitant à refermer sans attendre la vanne de restitution et à ne pas renouveler ce type d'essai pour des raisons de sécurité.

**Par conséquent, nous jugeons comme « très probable » (Probabilité : 0,5 ; cf. Tableau 8-1) l'apparition de vibrations de la conduite de prise lors de l'effacement intempestif de la vanne de restitution à jet-creux.**

#### d- Rupture de la conduite et inondation de la galerie

La génération de vibrations de la conduite peut conduire à la mise en résonance de celle-ci par amplification de l'amplitude vibratoire, lorsque la fréquence de vibration est proche de la fréquence propre de la conduite.

Les dispositifs d'arrêt en béton régulièrement espacés le long de la conduite ont pour fonction de limiter l'amplitude d'éventuelles vibrations susceptibles d'apparaître sur la conduite lors de restitutions importantes.

**Étant donné le niveau vibratoire survenant lorsque la vanne de restitution est totalement ouverte, nous jugeons comme « probable » (Probabilité : 0,25 ; cf. Tableau 8-1) la rupture de la conduite en cas d'effacement intempestif prolongé de la vanne de restitution.**

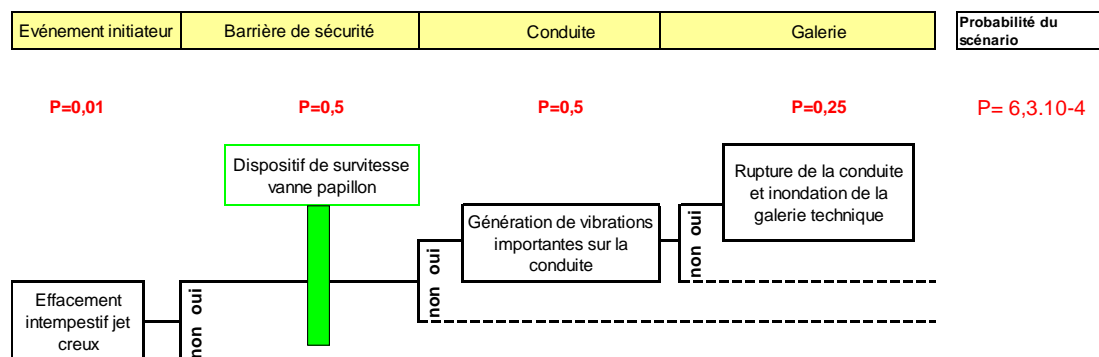
#### e- Synthèse

L'agrégation des probabilités des différents modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence du scénario d'inondation de la galerie technique suite à l'effacement intempestif du dispositif de prise.

**La probabilité annuelle d'occurrence du scénario 9 est estimée à :**

$$P_{\text{scénario 9}} = 0,01 \times 0,5 \times 0,5 \times 0,25 = 6,3 \times 10^{-4}$$

**Le scénario 9 d'inondation de la galerie technique suite à l'effacement intempestif du dispositif de prise est jugé peu probable.**



**Figure 8-36: Arbre d'événements – Quantification du scénario 9 : inondation de la galerie technique suite à l'effacement intempestif du dispositif de prise**

## **C- Conséquences**

La conséquence potentielle de ce scénario est la libération non maîtrisée d'eau vers l'aval, sans impact sur la sécurité publique.

### **8.3.1.11 Scénario 10 : Rupture du barrage par érosion régressive depuis l'aval**

#### **A- Description du scénario**

Le scénario envisage la rupture du barrage par érosion régressive liée à un sous-dimensionnement du bassin de dissipation.

#### **B- Analyse du scénario**

Le bassin de dissipation d'énergie a été dimensionné pour un débit de  $90 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondant approximativement à la somme du débit décennal non laminé et du débit maximal de vidange. On rappelle que l'ensemble des ouvrages d'évacuation ont été surdimensionnés pour des raisons de sécurité (débit décennal laminé :  $52 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

En aval, le chenal de restitution a été dimensionné de façon à faire transiter un débit maximum de  $90 \text{ m}^3/\text{s}$  à une vitesse de  $2 \text{ m/s}$ . Ses berges ont été protégées en conséquence pour se prémunir des phénomènes d'érosion (pose d'enrochements sur géotextile).

**Le scénario d'érosion régressive du barrage depuis l'aval à cause d'un sous-dimensionnement du bassin de dissipation étant extrêmement peu probable, ce scénario ne sera pas étudié plus longuement.**

### 8.3.1.12 Scénario 11 : Rupture de la tour tulipe sous sollicitations sismiques

#### A- Description du scénario

Ce scénario envisage la rupture de la tour tulipe sous sollicitations sismiques par renversement de la tour dans la retenue.

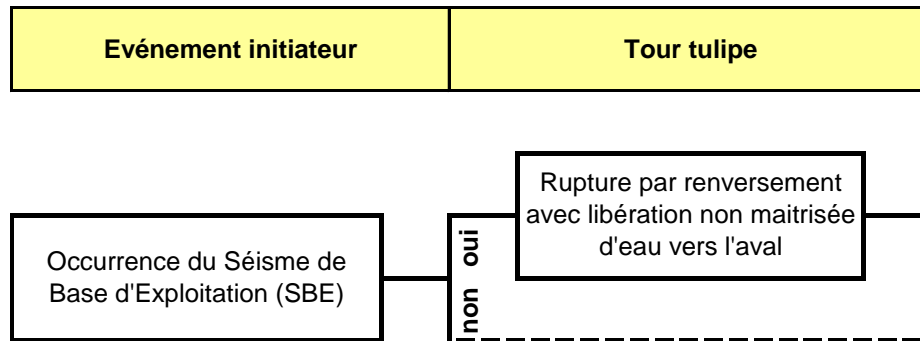


Figure 8-37: Arbre d'événements – Scénario 11 : effacement intempestif du dispositif de vidange

#### B- Analyse de stabilité

Une vérification de la stabilité de la tête amont (tour tulipe et sa fondation) a été réalisée lors des études de conception du barrage. Cette vérification est présentée dans le dossier suivant : Dossier définitif, Dossier Annexe, 1\_Digue, 1-5 Détail des calculs, Section Calculs mécaniques.

La justification de la stabilité de la tête amont sous sollicitations sismiques a porté sur les cas suivants :

>> Stabilité au renversement :

- à retenue vide
- à la cote de retenue normale
- en situation de fonctionnement de l'évacuateur à débit maximum

La composante sismique horizontale a été prise égale à 0,05g, correspondant à la valeur forfaitaire de la composante horizontale pour un séisme de type SBE (Séisme de Base d'Exploitation) en zone sismique faible (zone n°2, cas du barrage du Drennec).

Le calcul a montré qu'il ne peut y avoir de décollement de la tour sur le sol de fondation et que la contrainte verticale est admissible.

## C- Quantification des probabilités d'occurrence

### a- Évaluation de l'occurrence de l'action sismique

Le Séisme de Base d'Exploitation (SBE) est un séisme rare associé à une période de retour d'environ 100 ans.

**La probabilité annuelle d'occurrence d'un tel événement est donc évaluée à 1/100, soit  $1.10^{-2}$ .**

### b- Évaluation de la rupture de la tour

La stabilité de la tour tulipe a été justifiée lors des études du barrage (voir paragraphe 8.3.1.12B-).

**Étant donné ces éléments, nous jugeons comme « extrêmement peu probable » (Probabilité : 0,001 ; cf. Tableau 8-1) l'effondrement de la tour en cas de séisme de type SBE.**

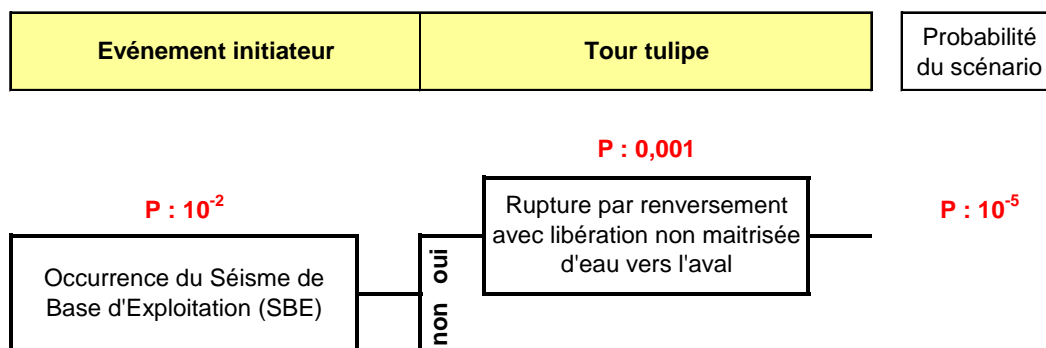
### c- Synthèse

L'agrégation des probabilités des modes de défaillance indique la probabilité annuelle d'occurrence du scénario de rupture de la tour tulipe sous sollicitations sismiques.

**La probabilité annuelle d'occurrence du scénario 11 est estimée à :**

$$P_{\text{scénario 11}} = 0,01 \times 0,001 = 10^{-5}$$

**Le scénario 11 de rupture de la tour tulipe sous sollicitations sismiques est jugé « très peu probable ».**



**Figure 8-38: Arbre d'événements – Quantification du scénario 11 : effondrement de la tour tulipe en cas de sollicitations sismiques**

## **D- Conséquences**

La conséquence potentielle de ce scénario est la libération non maîtrisée d'eau vers l'aval. Cependant, les conséquences sont, de par la nature du scénario, moindres vis-à-vis de celles attendues en cas de rupture totale du barrage. Un débit de 81 m<sup>3</sup>/s est attendu sous la cote de Retenue Normale.

## 8.4 Évaluation des conséquences potentielles

Les conséquences potentielles de la rupture du barrage du Drennec ont été estimées à partir d'une étude d'onde de rupture.

### 8.4.1 Données et hypothèses

#### 8.4.1.1 Données topographiques

Pour construire le modèle hydraulique 1D évoqué précédemment, des données sur la géométrie du lit mineur et du lit majeur ont été nécessaires.

La BD Alti d'une taille de maille de 25 m a été utilisée pour caractériser au mieux la géométrie du lit majeur de la vallée de l'Elorn, mais ne permet de représenter le lit mineur précisément.

Des profils en travers de la vallée réalisés lors de l'étude AME de 2001 ont été utilisés. Ils ne représentent la plupart du temps que le lit mineur et moyen. Des profils en travers d'anciennes études à Landerneau et Landivisiau ont également été fournis par le syndicat. Ces profils n'étant pas géoréférencés et parfois d'identification confuse pour ceux d'AME, une imprécision relative est liée à leur utilisation.

Au droit de Sizun, les profils extraits de la BD Alti ont donc été complétés au mieux avec les données topographiques terrain pour y insérer le lit mineur.

Pour Landerneau et Landivisiau, les profils du géomètre ont été légèrement complétés aux extrémités si nécessaire.

En dehors de ces zones, les extractions de la vallée ont été conservées sans lit mineur, assimilables à une crue de plein bord en état initial.

En aval de Landerneau, plus aucune donnée topographique n'étant disponible par géomètre ou sur la BD alti, le lit mineur de l'Elorn a été assimilé depuis la carte SCAN25 à un rectangle, avec lit moyen plat et raccord sur les coteaux.

#### 8.4.1.2 Données hydrologiques

Les données fournies par l'étude hydrologique réalisée en préalable à la présente étude ont été utilisées. On se rapportera à ce rapport pour le détail des calculs.

#### 8.4.1.3 Données cartographiques

Les dalles SCAN25 du secteur ont été fournies par le Syndicat de l'Elorn.



## 8.4.2 Méthodologie

### 8.4.2.1 Calcul de l'hydrogramme de rupture

Le débit de pointe au droit du barrage et l'hydrogramme de rupture ont été établis en considérant une rupture par renard hydraulique de l'ouvrage.

Pour déterminer cet hydrogramme, le module DAM BREAK du logiciel MIKE 11 a été utilisé : il permet la modélisation de l'érosion de la digue, par phénomène de renard, à partir de l'utilisation de formules donnant le débit solide (en fonction des caractéristiques des matériaux) et du débit liquide.

**Le calcul des hydrogrammes de rupture est réalisé à l'aide du module DAMBREAK de MIKE11.**

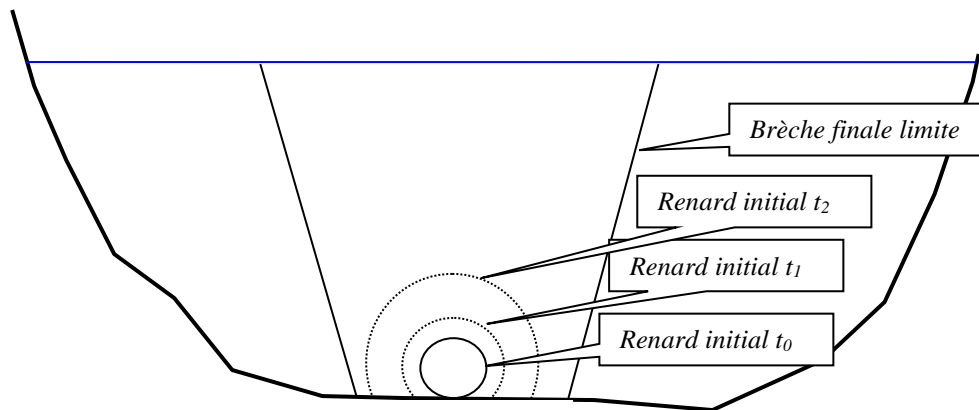
Ce module permet de simuler plusieurs types de ruptures de barrage : rupture instantanée, rupture définie au cours du temps, rupture par érosion progressive à partir d'une brèche initiale et surverse ou d'un renard.

**Le module DAMBREAK permet notamment de calculer l'hydrogramme généré par une brèche dont la section augmente au cours du temps. Le développement de la brèche peut être décrit soit par une série temporelle (surface et cote de la brèche au cours du temps) soit à l'aide d'un module d'érosion qui détermine la quantité de matériau emporté par l'écoulement, ce qui est retenu ici.**

#### **Illustration du phénomène d'érosion par érosion interne**

Lorsque le conduit généré par érosion interne atteint une hauteur à définir dans le module (pourcentage de la hauteur totale de la digue), il est considéré un effondrement du toit du conduit jusqu'à élargissement maximum de la brèche.

La figure ci-dessous illustre l'évolution du renard qui se forme en bas de la retenue jusqu'à l'obtention de la brèche finale.



**Figure 8-39: Représentation schématisique de l'évolution du renard avec le module Piping failure dans Mike 11 Dambreak**

Le renard a été supposé se développer au niveau du fond de la retenue. Il est schématisé par l'élargissement progressif d'une conduite circulaire jusqu'à ce que le ratio du diamètre de la brèche à instant  $t$  sur la hauteur entre la crête et haut de la brèche devienne supérieur à 2. Il y a alors effondrement de la digue et création d'une brèche générale, supprimant l'intégralité du barrage.

#### 8.4.2.2 Calcul de la propagation de l'hydrogramme de rupture

Le modèle hydraulique doit permettre d'étudier la propagation de l'onde de submersion de la rupture du barrage sur un linéaire de cours d'eau suffisant.

Le modèle ayant servi à l'étude d'onde de submersion intègre un modèle 1D de la vallée de l'Elorn destiné à :

- ✓ Modéliser l'hydrogramme de rupture ;
- ✓ Propager les flux en provenance du site de rupture dans la vallée aval, jusqu'à ce que les caractéristiques de l'onde de submersion (notamment le débit de pointe) soient inférieures à celles d'une crue décennale.

Le calcul de la propagation de l'onde de rupture à l'aval de la digue a été réalisé avec le logiciel MIKE 11. Ce logiciel résout les équations de Barré-Saint-Venant, même en présence de discontinuité hydraulique. Il permet de rendre compte du décalage de la pointe de l'hydrogramme dans le temps et son atténuation ainsi que le phénomène transitoire qui en résulte. Ses caractéristiques sont décrites en **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

Le modèle a permis d'obtenir en tout point du domaine d'étude les hauteurs, vitesses et débits atteints lors du passage de l'onde de rupture.

Les caractéristiques du logiciel MIKE11 sont décrites succinctement en annexe.

Les données topographiques décrites précédemment ont permis la constitution d'environ 80 profils en travers pour le modèle numérique. Ces profils sont positionnés sur la figure suivante :



Figure 8-40. Localisation des profils du modèle

La limite aval a été fixée au pont de l'Iroise au Relecq Kerhuon.

### 8.4.3 Cadrage des principales hypothèses

Les simulations d'ondes de rupture impliquent de définir plusieurs familles d'hypothèses.

#### 8.4.3.1 Niveau de la retenue lors de la rupture

L'hypothèse généralement retenue pour les barrages est la cote des Plus Hautes Eaux. La cote initiale est donc de **156.50 mNGF** pour le scénario S1.

Un scénario alternatif S2 avec rupture à la Retenue Normale, soit 155 mNGF, sera également étudié.

On notera qu'un test de remplissage de la retenue à la RN avec injection d'une crue  $T=10.000$  ans (définie dans l'étude hydrologique) sans vanne et tulipe a donné un résultat de 156.10 mNGF, ce qui confirme que les PHE sont sécuritaires et ne peuvent être atteintes (d'autant plus que la tulipe possède un débit maximum d'évacuation de  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui est supérieur à  $Q_{10000}$ ). Nous avons conservé la PHE théorique pour le calcul du scénario 1 par sécurité et cohérence avec les pratiques généralement employées.

#### **8.4.3.2 Conditions hydrologiques initiales des cours d'eau**

La modélisation est prévue sans apports (amont ou intermédiaire).

Le niveau aval au pont de l'Iroise au Relecq Kerhuon est pris égal à 0 m NGF.

#### **8.4.3.3 Rugosité des lits**

En ce qui concerne le coefficient Strickler pris en compte pour représenter le frottement, un coefficient de **20 à 30** a été considéré pour le lit mineur suivant les secteurs et un coefficient 3 à 5 fois inférieur pour leur lit majeur, suivant s'il est plutôt naturel ou bien artificialisé.

#### **8.4.3.4 Définition des scénarii et des modes de rupture**

L'hydrogramme de rupture a été réalisé avec une hypothèse de développement d'un renard hydraulique à travers la digue.

Il est schématisé par l'élargissement progressif d'une conduite circulaire posée à la cote 133 m NGF, jusqu'à ce que le ratio du diamètre de la brèche à un instant  $t$  sur la hauteur entre la crête et haut de la brèche devienne supérieur à 2. Il y a alors effondrement de la digue et création d'une brèche générale, supprimant l'intégralité du barrage.

La vanne de fond et la tulipe ne sont pas modélisées.

Le scénario de rupture démarre à l'instant  $t_0$  de la modélisation.

#### **8.4.3.5 Point d'arrêt de présentation des résultats**

Les résultats sont présentés jusqu'au pont de l'Iroise au Relecq Kerhuon.

### 8.4.3.6 Prise en compte des ouvrages

Dans le cadre d'études d'onde de submersion de barrage, les caractéristiques de l'écoulement (hauteurs de l'onde, vitesses d'écoulement) sont telles que l'influence des ouvrages en lit mineur en aval immédiat du barrage est généralement négligeable (ce que l'on a pu vérifier au cours des premières simulations).

Pour Landerneau, ne disposant pas de coupes d'ouvrages, ils n'ont pas été insérés (a posteriori, cette hypothèse s'est avérée acceptable car l'onde reste suffisamment importante à Landerneau).

## 8.4.4 Résultats

### 8.4.4.1 Valeurs calculées / Valeurs recommandées

Pour tenir compte de l'incertitude dans les résultats des calculs, les valeurs calculées ont été corrigées pour obtenir des valeurs recommandées conservatives :

- **Majoration des hauteurs maximales** (comptées à partir de la ligne d'eau initiale) de 15% avec un minimum de 1 mètre pour les valeurs de hauteur supérieures ou égales à 1 mètre. Les hauteurs inférieures à 1 mètre sont doublées. Les cotes maximales sont majorées en conséquence. Les niveaux d'eau sont arrondis au mètre lorsque les surélévations sont supérieures à 2 m, et au décimètre dans le cas contraire.
- **Diminution de 13% des temps d'arrivée de l'onde.** Ces temps sont arrondis à la minute pour les temps supérieurs à 15 minutes et au 1/10ème de minute voisine pour les temps inférieurs à 15 minutes.
- Les valeurs de vitesses et de débits ne sont pas modifiées.

**Les reports sur carte et les tableaux finaux correspondront aux valeurs recommandées.**

### 8.4.4.2 Principaux résultats de l'étude

Le tableau suivant présente la synthèse des différents résultats obtenus au droit des zones sensibles. Les valeurs présentées sont des **valeurs recommandées** tel que décrit au paragraphe précédent.

PK	Situation	Débit max atteint (m <sup>3</sup> /s)	Niveau max atteint <sup>4</sup> (mNGF)	Vitesse à niveau max (m/s)	Temps d'obtention du niveau max (mn) après le début du renard
5.5	Sizun	2363	97	1.4	185
19	Landivisiau	1695	48	2.3	262
30	La Roche Maurice	1248	23	2.2	328
34.5	Landerneau	1054	11	1.3	376
49	Le Relecq Kerhuon	548	0.5	0.6	536

#### 8.4.4.3 Présentation des résultats

Les résultats sont présentés en **annexe 2** du présent rapport. On trouvera ainsi :

**Annexe 2.1** : Rapport complet de l'étude d'onde de submersion, comprenant notamment :

- les tableaux indiquant le niveau d'eau maximal atteint, le débit maximal atteint, la vitesse moyenne sur le profil en travers au moment où le niveau d'eau maximal est atteint et le temps d'obtention du niveau maximal ;
- Des profils en long de la cote maximale atteinte, du débit maximal atteint et du temps d'arrivée de l'onde ;
- Les hydrogrammes de propagation de l'onde.

**Annexe 2.2** : Représentation cartographique des zones inondées.

Dans l'Annexe 2.1 sont présentées les valeurs calculées et les valeurs recommandées.

#### 8.4.4.4 Analyse des résultats

Les premières constatations qui peuvent être formulées à partir des résultats sont les suivantes :

- ✓ Le renard met environ 3h dans le scénario 1 et 4h dans le scénario 2 pour provoquer la rupture du barrage ;

---

<sup>4</sup> Les valeurs de cotes présentées ici se réfèrent au Modèle Numérique de Terrain, et à ce titre peuvent présenter des écarts avec les valeurs indiquées sur le fond de plan SCAN25 de l'IGN.

- ✓ La différence de ligne d'eau entre les deux scénarios est de moins d'un mètre au maximum (hors niveau dans la retenue et condition aval) et de 60 cm en moyenne, avec les niveaux les plus pénalisants pour le scénario 1 ;
- ✓ L'onde de rupture s'atténue rapidement sur les premiers kilomètres (avec un débit de pointe qui est plus que divisé par deux) et de façon plus lente ensuite (25 km pour de nouveau être divisé par deux). Elle s'atténue de façon plus marquée lorsqu'elle parvient à l'embouchure de l'Elorn (le lit mineur dépassant les 600 m de largeur) en aval de Landerneau, mais la pointe de débit reste conséquente en aval du pont Iroise (550 et 450 m<sup>3</sup>/s) ;
- ✓ Les zones à enjeux touchées par l'onde sont, d'amont vers l'aval :
  - ◆ Les piscicultures en aval du barrage ;
  - ◆ Sizun, en particulier le lieu-dit Gollen et près de la maison de la rivière ainsi que la remontée de l'onde dans la vallée du Stain ;
  - ◆ Le lieu-dit le Pontic et quelques piscicultures dans la vallée amont ou aval ;
  - ◆ Le lieu-dit le Moulin de la Gare et la STEP à Landivisiau ;
  - ◆ Kerfaven et Pont Christ ;
  - ◆ La plupart des habitations proches de l'Elorn à la Roche Maurice ;
  - ◆ Les usines de Ty Colo et le centre de Landerneau.

#### 8.4.4.5 Description de la zone à cinétique rapide

La zone à cinétique rapide ou de « sécurité immédiate » (ancienne zone du quart d'heure) où le front de l'onde parvient moins de 15 minutes après son départ du barrage s'étend sur environ 5 km à l'aval du barrage.

Il faut noter que les vitesses d'écoulement sont fortes dans la zone de sécurité immédiate. Dans les cinq premiers kilomètres en aval du barrage, la vitesse varie entre 3,3 et 7,3 m/s, maximum atteint au PK 3. Dans la partie aval de la zone de sécurité immédiate, les vitesses dépassent localement les 3 m/s aux PK13, PK18, PK21 et PK37. Elles sont cependant généralement inférieures à 2 m/s voire 1 m/s sur les 10 derniers kilomètres.

#### 8.4.4.6 Estimation du nombre de personnes potentiellement impactées

Les communes situées à l'aval du barrage ainsi que le nombre de personnes potentiellement impactées en cas de rupture du barrage du Drennec sont présentées dans le tableau suivant.

Commune	Localité	PK	Bâtiments	Population impactée (estimation)
Sizun	PEIMA du Drennec	0,3	1	10
	Station de pompage	0,5	1	0
	Le Moulin du Bois	2,5	2	6
	Pisciculture de Launay	2,9	1	3
	Launay	3,3	10	30
	Croix de Kereveur	5	8	24
	Centre	6	60	180
	Camping	6	29	87
	Vern ar Plantec	8	4	12
	Kermarguin	8,5	1	3
	Moulin de Rozarvilin	9	2	6
	Moulin de Ménaouen	9,5	3	9
	Kerléo	10,5	2	6
Locmélar	Usine électrique	12	1	3
	Moulin de Boscornu	13	1	3
	Le Pontic	15	15	45
Loc-Eguiner	Le Moulin de Goasmoal	16	4	12
Roc'h Fily	Pisciculture de Pont ar Zall	17,5	2	6
	Milin Creiz	18	2	6
Landivisiau	Station de pompage du Vernic	18,5	1	3
	Le Moulin du Can	19	25	75
	Le Moulin de la Gare	19,5	12	36
	Station d'épuration	20	1	3
	Le Canardic	21	10	30
	Le Moulin Neuf	21	1	3
	Penguilly/Le Quinquis	22,5	8	24
	Carrière de Kerfaven	24,5	1	3
La Roche Maurice	Pont Christ	26,5	10	30
	La Fonderie	28	3	9
	Centre	30	150	450
	Usine de traitement	32	1	3
Landerneau	Centre	33 à 38	-	2000
Zones non bâties:		800 ha		80
			TOTAL	3200

Figure 8-41: Estimation du nombre de personnes impactées

En zone à cinétique rapide ou « zone de sécurité immédiate » (étendue sur 5 km à l'aval du barrage), la population exposée est estimée à 90 personnes environ (en estimant à 20 le nombre de personnes situées sur les zones non bâties). La gravité des conséquences en zone à cinétique rapide correspond à une échelle de gravité 3 « Important » (cf. Tableau 8-3).

En zone à cinétique lente ou « zone d'inondation spécifique » (étendue sur 50 km à l'aval du barrage), la population exposée est de l'ordre de 3200 personnes. Il s'agit de la zone située en aval de la zone de proximité immédiate et s'arrêtant en un point où l'élévation du niveau des eaux est de l'ordre de celui de la crue décennale. La gravité des conséquences en zone à cinétique lente correspond à une échelle de gravité 4 « Catastrophique » (cf. Tableau 8-3).



La nature « lente » de la cinétique d'inondation dans la zone située au-delà de 5 km à l'aval du barrage est justifiée par les éléments suivants :

- Le barrage dispose de consignes de crue qui prévoient, lorsque les Plus Hautes Eaux sont dépassées (lame d'eau au-dessus du seuil de la tulipe supérieure à 1,4m), l'alerte des Services de la Protection Civile (SIDPC de la Préfecture de Quimper) et de la mairie de Sizun (première ville en aval), lesquels sont tenus informés de l'état de crue dès lors que la lame d'eau au-dessus du seuil de la tulipe dépasse 0,4m.
- La rupture est de nature progressive (renard). La durée de développement du renard avant la rupture est supérieure à 2h30min. Or, la durée de 15 minutes, prise comme le seuil entre la zone à cinétique rapide et à cinétique lente, est considérée à partir du moment de la rupture du barrage, et non à partir de l'initiation du renard. Au moment où le front de l'onde arrive au niveau des zones à enjeux, il s'est écoulé en réalité presque 3h depuis l'amorce du renard.

## 8.5 Gravité des scénarios

L'évaluation de la gravité des conséquences des scénarios analysés est réalisée dans cette étude selon les classes de gravité proposées dans le guide de lecture des études de dangers de barrages (Tableau 8-3).

Tableau 8-10 : Classes de gravité des conséquences

Échelle de gravité	Classes de gravité des conséquences	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique rapide	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique lente
5	Désastreux	$\geq 1\ 000$	$\geq 10\ 000$
4	Catastrophique	$\geq 100$ et $< 1\ 000$	$\geq 1\ 000$ et $< 10\ 000$
3	Important	$\geq 10$ et $< 100$	$\geq 100$ et $< 1\ 000$
2	Sérieux	$\geq 1$ et $< 10$	$\geq 10$ et $< 100$
1	Modéré	-----	$\geq 1$ et $< 10$

### **8.5.1 Scénarios de rupture du barrage hors vidange rapide (1-2-3-4-6-7-10)**

Ces scénarios considèrent la rupture du barrage et la libération du volume de la retenue. Leurs conséquences sont celles relevant de l'étude d'onde de rupture.

Au vu des populations susceptibles d'être impactées et du tableau des classes de gravité, la classe de gravité de ces scénarios est la classe n°4 « conséquences catastrophiques ».

### **8.5.2 Scénario de rupture du barrage suite à une vidange rapide (5)**

Ce scénario considère la rupture du barrage suite à une vidange rapide. Le volume de la retenue étant de par le fait considéré déjà évacué, la rupture du barrage n'entraîne pas de libération d'eau. Les conséquences sont considérées comme nulles. La classe de gravité est la classe n°1.

### **8.5.3 Scénarios d'effacement des dispositifs de prise et de vidange (5-8)**

Ces scénarios conduisent à la libération de 13 m<sup>3</sup>/s en cas de défaillance de la vidange et de 2,5 m<sup>3</sup>/s en cas de défaillance de la prise. Ces débits sont équivalents au débit de pointe d'une crue décennale pour le premier cas, et à celui d'une crue courante (survenant plusieurs fois par an) pour le second cas.

Ces débits ne sauraient entraîner des conséquences véritables en termes d'impacts sur la population.

La classe de gravité est la classe n°1.

### **8.5.4 Scénario de basculement de la tour tulipe (11)**

Ce scénario envisage la vidange de la retenue par la galerie suite au basculement de la tulipe.

Le débit est limité à la capacité de la galerie, de l'ordre de 80 m<sup>3</sup>/s.

Les conséquences sont nécessairement moindres que celles attendues en cas de rupture du barrage.

Une classe de gravité inférieure à la classe de gravité d'une rupture du barrage est considérée, soit la classe n°3.

## 8.6 Synthèse – Criticité des scénarios de défaillance

Le croisement entre la probabilité d'occurrence d'un scénario et la gravité de ses conséquences permet de constater sa criticité. La figure suivante présente l'évaluation de la criticité des scénarios pouvant conduire à une libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval.

Scénario	Numéro	Classe de probabilité	Description	Classe de gravité	Description	Criticité
Scénario 1 : rupture du barrage par érosion interne	1A	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
	1B	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
Scénario 2 : rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage	2	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue	3	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
Scénario 4 : rupture du barrage sous sollicitations sismiques	4A	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
	4B	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
Scénario 5 : rupture du barrage par glissement suite à une vidange rapide	5	2	Très peu probable	1	Modéré	
Scénario 6 : rupture du barrage par surverse	6a	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
	6b	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
Scénario 7 : rupture par déformation excessive des fondations	7	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange	8	3	Peu probable	1	Modéré	
Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif	9	3	Peu probable	1	Modéré	

de prise						
<u>Scénario 10</u> : rupture par affouillements aval (sous-dimensionnement du bassin de dissipation)	10	1	Extrêmement peu probable	4	Catastrophique	
<u>Scénario 11</u> : rupture de la tour tulipe sous sollicitations sismiques	11	2	Très peu probable	3	Important	

La figure suivante présente l'ensemble des scénarios positionnés en fonction de leur criticité.

**Tableau 8-11: Positionnement des scénarios en fonction de leur criticité**

Criticité			Probabilité				
			Scénario extrêmement peu probable	Scénario très peu probable	Scénario peu probable	Scénario probable	Scénario très probable
			1	2	3	4	5
Gravité	Désastreux	5					
	Catastrophique	4	1A-1B-2-3-4A-4B-6A-6B-7-10				
	Important	3		11			
	Sérieux	2					
	Modéré	1		5	8-9		

#### Nomenclature des scénarios :

Scénario 1A : rupture du barrage par érosion interne du corps du barrage

Scénario 1B : rupture du barrage par érosion interne en fondation

Scénario 2 : rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage

Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue

Scénario 4A : rupture du barrage sous sollicitations sismiques (SES)

Scénario 4B : rupture du barrage sous sollicitations sismiques (SBE)

Scénario 5 : rupture du barrage par glissement suite à une vidange rapide

Scénario 6A : rupture du barrage par surverse (obstruction EVC 1/3)

Scénario 6B : rupture du barrage par surverse (obstruction EVC 2/3)

Scénario 7 : rupture du barrage par déformation excessive des fondations

Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange

Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif de prise

Scénario 10 : rupture par affouillement aval

Scénario 11 : rupture de la tour en cas de séisme

## 9

## Étude de réduction des risques

### 9.1 Fiabilisation d'éléments du dispositif d'auscultation

La majorité des désordres affectant les barrages sont généralement précédés par des signes précurseurs, ce qui met en évidence l'importance de la surveillance des ouvrages.

Cette surveillance doit être basée à la fois sur l'inspection visuelle dont l'objectif est de détecter des anomalies perceptibles à l'œil et sur l'auscultation qui permet de mesurer l'évolution de certains paramètres et d'établir une analyse du comportement de l'ouvrage sur le long terme.

Le dispositif d'auscultation et la méthodologie associée au relevé et au contrôle des mesures nous paraissent à ce jour satisfaisants pour suivre correctement le comportement du barrage. Les derniers rapports d'auscultation concluent à un comportement du barrage tout à fait satisfaisant et ne suscitant aucune inquiétude en termes de stabilité, de déplacements, d'étanchéité et de drainage.

Il conviendrait néanmoins de procéder à l'amélioration du dispositif de mesure des drains dans les puisards au pied aval du barrage afin de fiabiliser les valeurs mesurées.

Les préconisations relatives à l'optimisation du dispositif de mesure des drains sont les suivantes :

- Modification des fiches terrain : janvier 2014.
- Intégration du suivi des fines et matériaux en suspension dans le suivi global des drains : janvier 2014.
- Fiabilisation de la mesure du drain n°6 par réhabilitation de la liaison entre les puisards 4 et 1 : 2015 (avant prochaine revue de sûreté).

Par ailleurs, la venue d'eau en galerie supérieure, ainsi que d'éventuelles déformations du béton des voussoirs de la galerie inférieure doivent être surveillées

régulièrement selon la pratique habituelle (au cours des visites périodiques de l'Exploitant et à chaque VTA).

## 9.2 Travaux de réparation ou de confortement

Les résultats de la présente étude de dangers montrent que le barrage du Drennec présente un niveau de sécurité satisfaisant.

Cependant les dernières visites du barrage et l'analyse des désordres et évolutions lentes présentés au chapitre 7 de la présente étude montrent la nécessité de réaliser les travaux suivants :

- Reprise des éclats de béton sur éléments de béton de la galerie : 2015 (avant prochaine revue de sûreté).
- Colmatage des venues d'eau les plus significatives en galerie inférieure par injection de mousse polyuréthane hydroexpansive, après nettoyage complet des parois de la galerie : 2015 (avant prochaine revue de sûreté).
- Nettoyage du bassin de dissipation : à prévoir durant l'examen technique complet qui sera réalisé en amont de la remise du prochain rapport de revue de sûreté (2015).
- Réalisation de travaux d'entretien de la vanne de vidange amont (vanne de garde) et de ses parties fixes (en particulier réfection de la protection contre la corrosion) : Revue de sûreté 2026.
- Inspection de l'intérieur de la conduite en acier DN800 : Revue de sûreté 2026.
- Vérification du bon fonctionnement de la vanne de survitesse (notamment essai de manœuvre de la palette de survitesse), et, éventuellement, révision complète : Revue de sûreté 2026.

Hormis ces travaux de réparation et de révision, le niveau de sécurité actuel du barrage ne justifie pas la réalisation de travaux lourds de confortement.

## 9.3 Dispositif de secours en énergie électrique

### 9.3.1 Organes de sécurité

Le seul organe de sécurité autre que l'évacuateur de crues est la vidange de fond, dont l'ouverture en urgence ne serait nécessaire qu'en cas d'incident ou menace de rupture, à condition que celle-ci soit détectée et de cinétique de progression limitée.

Les vannes de vidange ne sont pas équipées de dispositif de secours en alimentation en énergie électrique. En revanche, elles disposent de commandes manuelles en cas de coupure électrique (pompe hydraulique à main).

En période de crue, sauf amorce de rupture, aucun problème d'évacuation n'est à attendre car l'évacuateur est de type seuil libre donc autonome, et, qui plus est, surdimensionné (cf. paragraphe 6.1.5).

**Du point de vue des organes de sécurité, la mise en place d'un dispositif de secours pour l'alimentation des vannes de vidange en énergie électrique n'apparaît pas nécessaire.**

**Il est cependant préconisé de procéder au renforcement de la sécurisation du fonctionnement des vannes de vidange en cas de coupure électrique par l'augmentation de la fréquence des essais de fonctionnement en mode manuel. Une fréquence trimestrielle est préconisée pour ces essais manuels. Ces essais s'ajoutent aux essais mensuels de manœuvre par commande électrique.**

### 9.3.2 Équipements et contrôle-commande

Actuellement, une série de 10 batteries 12 V permet de sécuriser l'alimentation en 110 V des voyants et commandes à distance situées dans la maison du barrage. En cas de coupure électrique généralisée, la lecture à distance est sauvegardée quelques heures.

La centrale de téléalarme, dans la maison du barrage, dispose d'une batterie interne permettant environ une journée d'autonomie. En cas de coupure électrique, elle aura rapidement relayé plusieurs alarmes et donc entraîné une présence sur place.

Enfin, le débitmètre situé sur la conduite principale est sécurisé par un onduleur, lui assurant quelques heures d'autonomie.

**Du point de vue du dispositif de contrôle-commande, la mise en place d'un autre dispositif de secours que celui actuellement en place n'est pas nécessaire.**

## 9.4 Criticité résiduelle

Les résultats de la présente étude de dangers montrent que le barrage du Drennec présente un niveau de sécurité satisfaisant et les scénarios conduisant à une rupture du barrage ont été évalués comme très peu probables à extrêmement peu probables.



Criticité			Probabilité				
			Scénario extrêmement peu probable	Scénario très peu probable	Scénario peu probable	Scénario probable	Scénario très probable
			1	2	3	4	5
Gravité	Désastreux	5					
	Catastrophique	4	1A-1B-2-3-4A-4B-6A-6B-7-10				
	Important	3		11			
	Sérieux	2					
	Modéré	1		5-8-9			

#### Nomenclature des scénarios :

Scénario 1A : rupture du barrage par érosion interne du corps du barrage

Scénario 1B : rupture du barrage par érosion interne en fondation

Scénario 2 : rupture du barrage par glissement suite à une défaillance du dispositif d'étanchéité et de drainage

Scénario 3 : rupture du barrage par glissement en période de crue

Scénario 4A : rupture du barrage sous sollicitations sismiques (SES)

Scénario 4B : rupture du barrage sous sollicitations sismiques (SBE)

Scénario 5 : rupture du barrage par glissement suite à une vidange rapide

Scénario 6A : rupture du barrage par surverse (obstruction EVC 1/3)

Scénario 6B : rupture du barrage par surverse (obstruction EVC 2/3)

Scénario 7 : rupture du barrage par déformation excessive des fondations

Scénario 8 : effacement intempestif du dispositif de vidange

Scénario 9 : effacement intempestif du dispositif de prise

Scénario 10 : rupture par affouillement aval

Scénario 11 : rupture de la tour en cas de séisme

## 9.5 Complément relatif à la vérification au séisme

Sur demande du service de contrôle, une vérification du risque de liquéfaction du barrage et des fondations doit être réalisée.

Cette vérification pourra être réalisée à mi-chemin avant la prochaine étude de dangers (prévue en 2026) soit en 2019.

**10****Cartographie**

Les éléments cartographiques intégrés dans cette étude de dangers correspondent aux cartes des zones potentiellement inondées en cas de rupture du barrage du Drennec. Ils sont présentés en Annexe 2.

## ANNEXE 1

# **ANALYSE DES MODES DE DEFAILLANCE ET DE LEURS EFFETS**

---

## ANNEXE 2

# **PROPAGATION DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE DU DRENNEC**

---

## ANNEXE 3

# **RAPPORT D'ETUDE DE REVISION DES DONNEES HYDROLOGIQUES**

---